

KARELIA-AMMATTIKORKEAKOULU  
Rakennustekniikka koulutusohjelma

Miika Pietarinen

Suurelementtirakenteisen puukerrostalon toteutus pilari-palkkirungolla case-kohteessa

Opinnäytetyö  
Lokakuu 2019



**OPINNÄYTETYÖ**  
**Lokakuu 2019**  
**Rakennustekniikan koulutusohjelma**

Tikkarinne 9  
80200 JOENSUU  
+358 13 260 600

Tekijä(t)  
Miika Pietarinen

Nimeke  
Suurelementtirakenteisen puukerrostalon toteutus pilari-palkkirungolla case-kohteessa

Toimeksiantaja  
Suunnitteluryhmä Karrak Oy

**Tiivistelmä**

Opinnäytetyön tarkoituksena oli tutkia, kuinka pilari-palkkirunko toimii case-kohteen neljäkerroksisessa suurelementtirakenteisessa puukerrostalossa. Työssä suurin painoarvo on runko- ja jäykistysjärjestelmän tarkastelussa. Loput rakennejärjestelmästä on suunniteltu vain pintapuolisesti. Jäykistävien- ja kantavienrakenteiden sekä liitosten olennaisimmat rakenneosat ja alustavat yksityiskohdat on suunniteltu ja mitoitettu.

Mitoituslaskelmat on tehty pääosin käsinlaskentana. Erilaiset suunnitteluohjelmat ovat olleet tukemassa käsinlaskentaa, ja käsinlaskennan tuloksia on verrattu niihin. Lopuksi rakennus ja yksittäisiä rakenneosia on mallinnettu RFem-ohjelmalla, ja aiemmin tehtyjä oletuksia runko- ja jäykistysjärjestelmän toiminnasta on verrattu FEM-analyysin tuloksiin.

Lopputuloksena työstä saatiin tietoa pilari-palkkirungon, ripalaattojen ja mastoseinäjäykistysjärjestelmän toiminnasta case-kohteessa. Saatua tietoa voidaan hyödyntää yleisesti puukerrostalojen suunnittelussa.

Kieli	Sivuja	145
suomi	Liitteet	23
	Liitesivumäärä	48

**Asiasanat**

puukerrostalo, pilari-palkkirunko, jäykistys, mitoitus, laskenta, ripalaatta, mastoseinä



**THESIS**  
**October 2019**  
**Degree Programme in Construction Engineering**

Tikkarinne 9  
 80200 JOENSUU  
 FINLAND  
 + 358 13 260 600

Author (s)  
 Miika Pietarinen

Title  
 Prefabricated Element Structure in Wooden High-Rise Building Implemented with Column and Beam System in Object Case

Commissioned by  
 Suunnitteluryhmä Karrak Oy

The subject of the thesis was to carry out a research on how the column-and-beam structure functions in the case object's wooden four-storey prefabricated element structure high-rise building. This document's main focus is on reviewing the frame and stiffening system. The rest of structural system has only been covered briefly. The stiffening and load-bearing structure, as well as the most important components of the joints and preliminary details, have been designed and measured.

Calculation of the measurements have primarily been done by hand calculation. Different sorts of engineering software have been utilized to support hand calculation, and the results derived from engineering programs have been compared to that of the hand calculation. Finally, the structure and individual building blocks have been modelled using the RFEM software, and the presumptions about functioning of the frame system have been compared to the results of FEM analysis.

As a result, we have an overview on how the column-and-beam structure, rib-panels and mass-timber core stiffening system function in the object case. The obtained information can be utilized in designing of wooden high-rise buildings in general.

Language	Pages	145
Finnish	Appendices	23
	Pages of Appendices	48

Keywords  
 wooden high-rise building, column-and-beam system, stiffening, dimensioning, calculus, rib-panel, mass-timber core stiffening

## **Alkusanat**

Kiinnostukseni heräsi puukerrostalo rakentamisesta ja sen haasteellisuudesta koulussa. Suunnitteluryhmä Karrak Oy antoi toimeksiantona minulle kehittää ja tutkia pilari-palkkirungon toimintaa 4-kerroksisessa puukerrostalossa.

Työ on ollut haasteellinen ja ilman neuvoa sitä ei olisi saatu kasaan. Haluan erityisesti kiittää Mika Keskisaloa ja Pekka Laakkosta ammattitaitoisesta ja pitkäjänteisestä ohjaamisesta. Kiitän Arto Haarasta ohjauksesta ja järkevien rajojien asettamisesta opinnäytetyön laajuudelle, mikä meinasi välillä karata pois raiteiltaan. Kiitän myös Suunnitteluryhmä Karrak Oy:ta ja Ville Vänskää mahdollisuudesta tehdä opinnäytetyötä ammattitaitoisessa ja joustavassa ilmapiirissä.

Joensuussa

01.10.2019

# Sisältö

Sisältö .....	5
Termit ja lyhenteet .....	7
1 Johdanto .....	9
1.1 Tavoitteet .....	9
1.2 Työn rajaukset .....	9
2 Puurakenteiden suunnitteluperusteet ja kuormat .....	10
2.1 Pystykuormat .....	10
2.1.1 Pysyvät kuormat .....	10
2.1.2 Lumikuorma .....	11
2.1.3 Hyötykuormat .....	14
2.2 Vaakakuormat .....	16
2.2.1 Tuulikuorma .....	16
2.2.2 Lisävaakavoima .....	22
2.3 Rajatilamitoitus ja kuormitusyhdistelmät .....	23
2.3.1 Murtorajatila mitoitus .....	23
2.3.2 Seuraamusluokat .....	24
2.3.3 Käyttörajatilamitoitus .....	25
2.3.4 Murtoraja- ja käyttörajatilankuormitusyhdistelmät .....	25
2.4 Materiaaliominaisuudet ja aikaluokat .....	28
2.5 Kuormien jakaantuminen .....	31
3 Rakennejärjestelmän osat .....	32
3.1 Suurelementit .....	33
3.1.1 Ulkoseinäelementti .....	33
3.1.2 Kantava huoneistojen välinen seinä .....	34
3.2 Rakennejärjestelmä ja rungon sijainti .....	34
3.3 Jäykistysjärjestelmä .....	36
3.3.1 Mastoseinät .....	36
3.3.2 Toimintaperiaate .....	37
3.3.3 Kuormien jakaantuminen ja ehdot .....	38
3.4 Runkojärjestelmä .....	39
3.4.1 Pilari .....	39
3.4.2 Palkki .....	39
3.4.3 Ripalaatta .....	39
3.4.4 Yläpohjan kotelolaatta .....	40
3.4.5 Pukkiristikko .....	41
4 Rakenneosien mitoitus käsinlaskenta .....	42
4.1 Pilarin käsinlaskenta (yksikerroksinen) .....	42
4.1.1 MRT Nurjahdus (puristettu ja taivutettu) .....	44
4.2.1 Pilarin Finnwood-laskenta (yksikerroksinen) .....	45
4.2.1 Pilarin RFem-laskenta oikean korkuisena .....	46
4.2 Palkin käsinlaskenta .....	47
4.2.1 Käyttörajatilankuormitus .....	47
4.2.2 MRT-taivutus .....	48
4.2.3 Murtorajatilankuormitus .....	49
4.2.4 MRT-leikkaus .....	50

4.2.6	Palkin Finnwood-laskenta .....	50
4.2.7	Liitossiirtymät .....	51
4.2.8	Palkin liitos mastoseinään .....	51
4.2.9	Palkin liitos pilariin .....	57
4.3	Mastoseinä .....	58
4.3.1	Ankkuroitavat voimat .....	58
4.3.2	Mastoseinän lapaliitos .....	68
5	Fem-laskenta .....	71
5.1	Dlubal RFEM .....	72
5.2	Perusasetukset .....	72
6	RFem-laskenta .....	75
6.1	Koordinaatisto RFem ohjelmassa .....	76
6.2	Mastoseinän mallintaminen .....	77
6.3	Ripalaataston mallintaminen .....	79
6.3.1	Ripalaatan liitokset .....	79
6.3.2	Valmis ripalaatta .....	84
6.4	Koko rungon yhtenäinen mallintaminen .....	85
6.5	Yhteenveto RFem mallista .....	86
6.5.1	Siirtymät .....	87
6.5.2	Siirtymien hallinta .....	89
6.5.3	Mastoseinien kapasiteetti .....	89
6.5.4	Pilari-palkkirungon kestävyys .....	90
7	Onnettomuustarkastelu .....	92
7.1	Periaatteet .....	92
7.2	Jatkuvan sortumisen estäminen .....	93
8	Yhteenveto .....	94
	Lähteet .....	96

## Liitteet

Liite 1.	Pilari finnwood
Liite 2.	Pilari RFem
Liite 3.	Palkki Finnwood
Liite 4.	Mastoseinä 1,2. palkki
Liite 5.	Lapaliitos
Liite 6.	Pilari-palkki liitos
Liite 7.	WHT740 Tuotekortti
Liite 8.	Vesikaton kuormat
Liite 9.	Välipohjan pystykuormat
Liite 10.	Pilareiden pystykuorman alat
Liite 11.	Pilareiden pystykuormat kylpyhuone ELEM

- Liite 12. Mastoseinien pystykuormat porraskaatta
- Liite 13. Pilareiden pystykuormat parvekelaatta
- Liite 14. Pilareiden pystykuormat US ELEM
- Liite 15. Pilareiden pystykuormat ripalaatta
- Liite 16. Lumikuorma
- Liite 17. Tuulipääty
- Liite 18. Tuulisivu
- Liite 19. Rakenteiden omat painot
- Liite 20. Pääleikkaus
- Liite 21. Tason siirtymä ja yhden kerroksen kokonaissiirtymä
- Liite 22. RFem Mastoseinän kapasiteetti
- Liite 23. RFem Kuormitusyhdistelmät

## Termit ja lyhenteet

Rakennejärjestelmä	Kaikki rakennukseen liittyvät kantavat ja ei kantavat rakenteet.
Pilari-palkkirunko	Kantavarunko koostuu pilareista, palkkeista.
Mastoseinä	Rungon massiivinen jäykistävä osa
Runkojärjestelmä	Runko on rakennuksen perusta. Runkojärjestelmällä tarkoitetaan kaikkea mitä rakennuksen kantavaan runkoon kuuluu.
Jäykistysjärjestelmä	Rakennuksen pystyssä pitävät jäykistävät osat.
Kantava rakenne	Rakenne, joka kantaa oman painonsa ja kuormia
Ei kantava rakenne	Rakenne, joka kantaa oman painonsa, mutta ei muita kuormia

Ripalaatta	Välipohjaelementti, joka koostuu kantavasta levystä ja sen alapuolisista riivoista.
Finnwood	Metsäwoodin kehittämä puurakenteiden mitoitusohjelma [13].
RFem	Dlubal:n kehittämä Fem -laskentaohjelma [14].
Würth ASSY-ruuvien mitoitusohjelma	Würthin kehittämä selain pohjainen mitoitusohjelma Assy-ruuveille [16].
Lisävaakavoima	Lisävaakavoimat on vaakakuormia, jotka syntyvät rakenteiden vinoudesta sekä asentaessa tulevista mittapätarkkuuksista.
Mekanisoituminen	Rakenteeseen syntyy liiketila, eli se mekanisoituu.
Rakenteen stabiliteetin menetys	Yleensä tarkoittaa rakenteen nurjahdusta, kiepahdusta tai yhdistettyä nurjahduksen ja kiepahduksen vaikutusta [29, 1].



# **1 Johdanto**

## **1.1 Tavoitteet**

Opinnäytetyön aiheena on perehtyä puukerrostalon ja puurakenteiden suunnitteluun, sekä RFem-ohjelman hyödyntämiseen suunnittelussa.

Tavoitteena on suunnitella vaihtoehtoinen puukerrostalon runko- ja jäykistysjärjestelmä eräälle puukerrostalokohteelle. Osa laskennasta tehdään käsinlaskentana, jonka tukena on erilaiset rakenteiden mitoitusohjelmat. Lopuksi rakennus mallinnetaan RFem-ohjelmalla ja tutkitaan, kuinka rakennus käyttäytyy valituilla rakenteilla ja liitosjäykkyyksillä. Suurelementit ja ei-kantavat rakenneosat käydään työssä läpi pintapuolisesti.

## **1.2 Työn rajaukset**

Puukerrostalon rakennejärjestelmä on aiheena hyvin laaja, minkä takia aihealueeseen on tehty selviä rajauksia.

Rakennukseen kohdistuvat sisäiset- ja ulkoiset kuormat ja kuormitukset lasketaan. Merkittävimmät kantavien rakenteiden liitokset suunnitellaan ja mitoitetaan. Kantavan pilari-palkkirungon kuormitetuimmat kappaleet mitoitetaan käsinlaskentana. Jäykistysjärjestelmän osat suunnitellaan sekä lasketaan. Käsinlaskennalla saatuja tuloksia ja jäykistysjärjestelmästä tehtyjä olettamuksia vertaillaan RFem:n tuloksiin.

Suurelementit ja muut ei-kantavat osat suunnitellaan, mutta niihin ei oteta tarkempaa kantaa työssä. Ääneneristävyys otetaan huomioon runkojärjestelmää suunniteltaessa, mutta tarkempaa tarkastelua siitä ei tehdä. Puun painumia ja rakennuksen värähtelyä ei käsitellä osana tätä työtä.

## 2 Puurakenteiden suunnitteluperusteet ja kuormat

Tässä osiossa käydään läpi rakennukseen vaikuttavat kuormat ja niiden määrittäminen. Osion lopussa on esitelty mitä suunnitteluperusteita puurakenteiden mitoituksessa on otettava huomioon.

### 2.1 Pystykuormat

Rakennukseen kohdistuvat pystykuormat ovat pysyvä kuorma, lumikuorma ja hyötykuorma. Pysyvä kuorma syntyy rakenteiden omasta painosta. Lumikuorma on katolla ja parvekkeiden päällä. Hyötykuorma on muuttuva kuorma ihmisten ja tavaroiden omasta painosta, mutta niille varataan aina tietty määrä rasitusta rakenteille.

#### 2.1.1 Pysyvät kuormat

Pysyvät kuormat syntyvät rakenteiden omasta painosta. Omapaino on määritelty Eurokoodi 1 -standardissa [1].

Jokaisesta rakenteesta syntyy tietty omapaino. Omapainoon vaikuttaa rakenteen mitat ja materiaalin tiheys. Kappaleen omapaino saadaan laskettua seuraavilla kaavoilla:

$$\gamma = \rho * g$$

Missä,

$$\gamma = \text{materiaalin tilavuuspaino (kN/m}^3\text{)}$$

$$\rho = \text{materiaalin tiheys (kg/m}^3\text{)}$$

$$g = \text{putoamiskiihtyvyys (9,81 m/s}^2\text{)}$$

Kun kappaleen tilavuuspaino tunnetaan, voidaan laskea kappaleen omapaino:

$$G = \gamma * V$$

Missä,

$$G = \text{kappaleen omapaino (kN)}$$

$$\gamma = \text{materiaalin tilavuuspaino (kN/m}^3\text{)}$$

$$V = \text{Kappaleen tilavuus (m}^3\text{)}$$

Taulukossa 1 on esitetty tässä rakennuksessa ominaisarvolla  $g_k$  vaikuttavat omat painot.

Taulukko 1 Rakennuksessa ominaisarvolla  $g_k$  vaikuttavat omat painot.

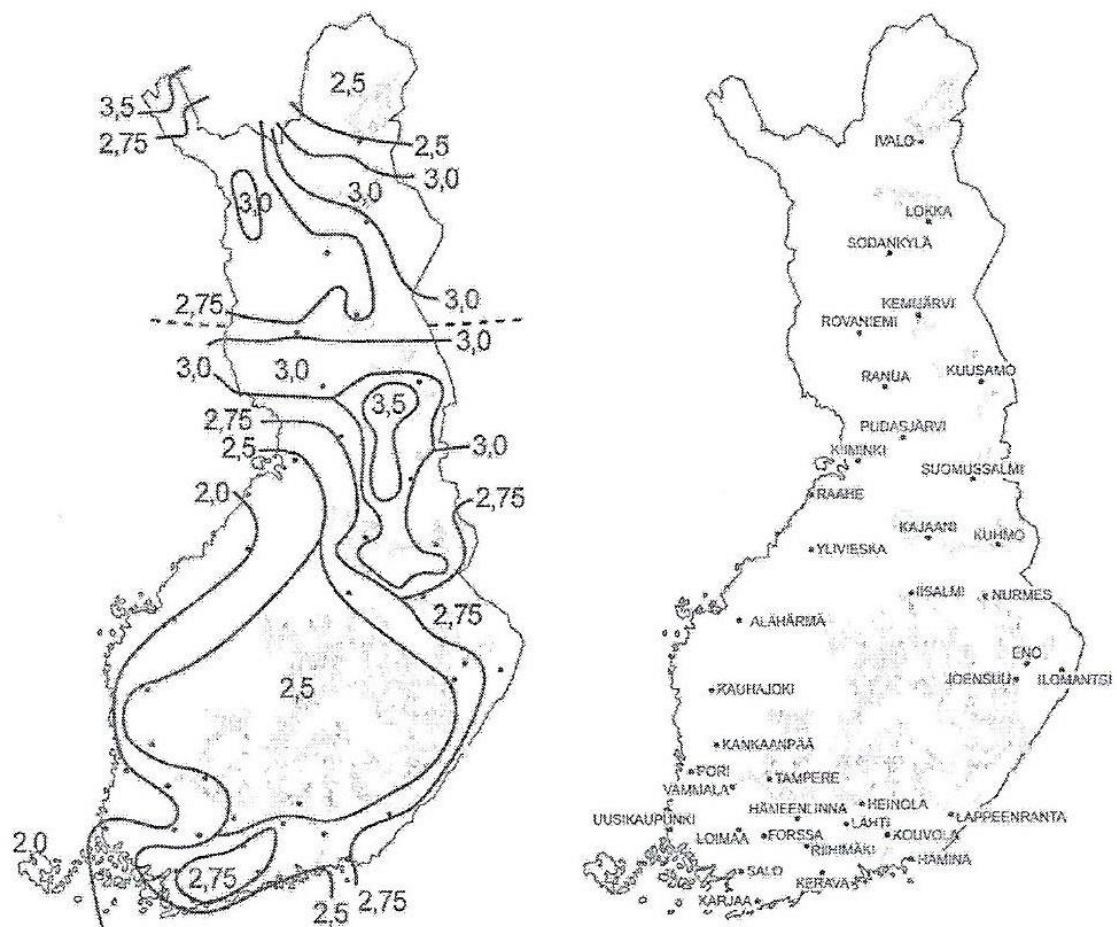
Yläpohjarakenne (Kotelolaatta ja ristikko)	1,93 kN/m <sup>2</sup>
Välipohja (Ripalaatta)	1,40 kN/m <sup>2</sup>
Kylpyhuone-elementti	2,50 kN/m <sup>2</sup>
Ulkoseinäelementti	1,83 kN/m
Parveke	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Porrashuoneen laatta	1,21 kN/m <sup>2</sup>
Porrashuoneen portaat	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Runkopalkki 140x270	0,19 kN/m
Kantava HVS	1,49 kN/m <sup>2</sup>

Tarkemmat laskelmat rakenteiden omapainosta on esitetty liitteessä 19.

### 2.1.2 Lumikuorma

Lumikuorma on määritelty Eurokoodi 1 -standardissa [2]. Lumikuorman suuruus määritetään seuraavien tekijöiden perusteella: rakennuksen maantieteellinen sijainti, katon kaltevuus, katon muoto sekä mahdollinen lumen kinostuminen.

Maantieteellisen sijainnin perusteella voidaan määrittää kuvasta 1 lumikuorman ominaisarvo  $s_k$ . Kuva 1 kuvastaa maassa olevaa lumikuormaa, joka ylittyy kerran 50 vuodessa. Tämä vastaa vuositasolla noin 0,02% mahdollisuutta lumikuorman ylitykselle. [3, 98.]



Kuva 1. Maanpinnan ominaislumikuormat [3, 98].

Lumikuorman ominaisarvosta voidaan laskea katon ominaislumikuorma. Katon ominaislumikuorma tarkoittaa katolla olevan lumen kuormaa. Katon ominaislumikuorma  $s$  määritetään seuraavalla kaavalla. [3, 100.]

$$s = \mu_i * C_e * C_t * S_k$$

Missä,

$s$  = Katon ominaislumikuorma ( $kN/m^2$ )

$\mu_i$  = Muotokerroin

$C_e$  = Tuulensuojaisuuskerroin

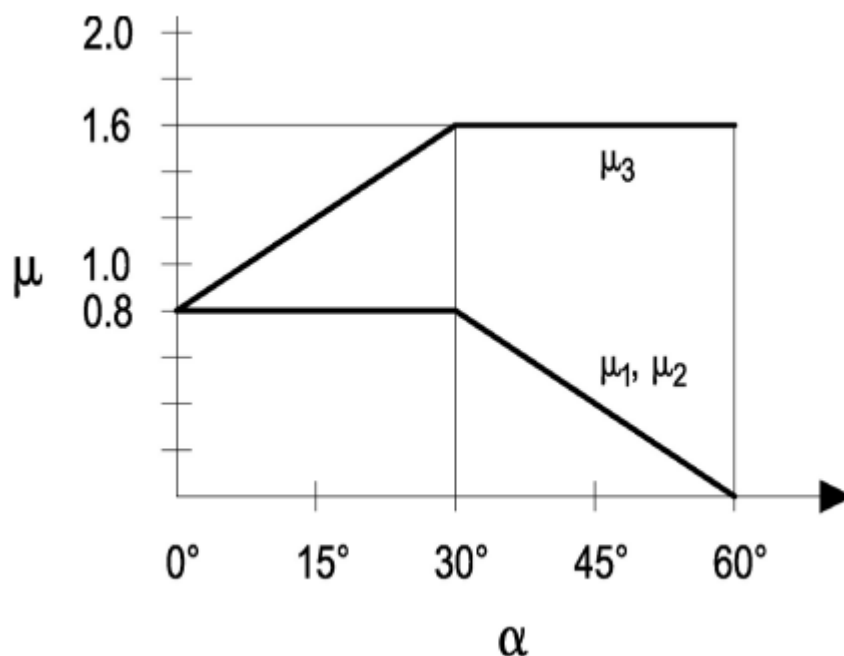
$C_t$  = Lämpökerroin

$S_k$  = Maanpinnan lumikuorman ominaisarvo ( $kN/m^2$ )

Useasti  $C_e$  ja  $C_t$  -muuttujia ei huomioida kaavassa, jolloin kaava supistuu muotoon:

$$s = \mu_i * S_k$$

Tässä kohteessa katolle tulevat lumiesteet, jolloin suunnitteluohje ohjaa käyttämään lumikuorman muotokertoimen arvona vähintään 0,8. Toisessa tilanteessa, jossa katolla ei ole lumiesteitä, voidaan muotokerroin määrittää kuviosta 1. Mitä jyrkempi katto on, sitä vähemmän katolle kertyy lunta. Muotokerroin  $\mu_1$  kuvaa kinostumatonta lunta. Muotokertoimet  $\mu_2$  ja  $\mu_3$  kuvaavat kinostunutta lunta. [3, 101-102.]



Kuvio 1 Lumikuorman muotokertoimet [3, 102].

Lumikuorman kinostuminen on aina mahdollista, jos rakennuksessa on eri tasoisia tai epäsymmetrisiä kattoja. RIL 201-1-2017 -suunnitteluohjeessa on esitetty, kuinka kinostus lumikuorma voidaan määrittää kaikissa tapauksissa. [3, 100.] Tässä kohteessa lumikuorman mahdollista kinostumista ei ole tarkasteltu.

Tässä työssä tarkasteltava rakennus sijaitsee Tuusulassa, jolloin maanpinnan ominaislumikuorma on  $s_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$ . Katon ominaislumikuormaksi saadaan:

$$s_k = 0,8 * 2,5 \text{ kN/m}^2 = 2 \text{ kN/m}^2$$

### 2.1.3 Hyötykuormat

Hyötykuormat syntyvät ihmisistä, huonekaluista, tavaroista ja laitteista. Hyötykuorma on määritelty Eurokoodi 1 -standardissa [1]. Taulukossa 3. hyötykuormat ovat jaettu kymmeneen eri tilaluokkaan niiden käyttötarkoitusten mukaan [3, 71-72]. Asuintaloissa käytetään pääsääntöisesti hyötykuormaa Luokka A, Asunto- ja majoitustilat.

Taulukossa 2 on esitetty tässä rakennuksessa ominaisarvolla  $q_k$  vaikuttavat hyötykuormat luokassa A (Asunto- ja majoitustilat).

Taulukko 2 Rakennuksessa ominaisarvolla  $q_k$  vaikuttavat hyötykuormat.

Sijainti	Kuorma
Välipohjat	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Portaat	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Parvekkeet	2,5 kN/m <sup>2</sup>

RIL 201-1-2017, Osa 1.1 Suunnitteluohje antaa mahdollisuuden pienentää hyötykuormia vaaka- ja pystyrakenteille tietyissä tapauksissa. Tässä kohteessa pienennyskertoimien vaikutusta ei ole huomioitu [3, 68-69].

Taulukko 3. Rakennuksen hyötykuormat [3, 71-72].

Luokka	Käyttötarkoitus	Pinta-ala-kuorma $q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	Pistekuorma $Q_k$ (kN) (portaat suluissa)	Vaakakuormat ks. huom. 5 (kN/m)
A	<b>Asunto- ja majoitustilat</b> – esim. asuinrakennusten huoneet, sairaaloiden potilas- ja toimenpidehuoneet, hotellien majoitustilat	välipohjat 2,0 portaat 2,0 parvekkeet 2,5	2,0 (2,0)	0,5
B	<b>Toimistotilat</b>	välipohjat 2,5 portaat 3,0 parvekkeet 2,5	2,0 (2,0)	0,5
C	<b>Kokoontumistilat</b>			
	C1: Tilat, joissa on pöytiä yms. esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit, lukusalit, vastaanottotilat	välipohjat 2,5 portaat 3,0 parvekkeet 2,5	3,0 (2,0)	1,0
	C2: Tilat, joissa on kiinteät istuimet, esim. kirkot, teatterit, elokuvateatterit, konferenssisalit, luentosalit, kokoussalit, odotussalit, asemien odotustilat	välipohjat 3,0 portaat 3,0 parvekkeet 3,0	3,0 (2,0)	1,0
	C3: Tilat, joissa ei ole liikumista rajoittavia esteitä, esim. museo- ja näyttelytilat, julkisten rakennusten ja toimistorakennusten, hotellien ja sairaaloiden eteistilat, asemahallit	välipohjat 4,0 portaat 3,0 parvekkeet 4,0	4,0 (2,0)	1,0
	C4: Liikuntatilat, esim. tanssisalit, voimistelusalit ja näyttämöt	välipohjat 5,0 portaat 3,0 parvekkeet 5,0	4,0 (2,0)	1,0
	C5: Tilat, joihin voi syntyä tungosta esim. yleisötapatumien rakennuksissa; tällaisia ovat konserttisalit, urheiluhallit ml. katsomot, terassit ja eteistilat sekä rautatielaiturit	välipohjat 6,0 portaat 6,0 parvekkeet 6,0	4,0 (2,0)	3,0
D	<b>Myymälätilat</b>			
	D1: Tavallisten vähittäiskauppojen tilat	välipohjat 4,0 portaat 3,0 parvekkeet 4,0	4,0 (2,0)	1,0
	D2: Tavaratalojen tilat	välipohjat 5,0 portaat 6,0 parvekkeet 5,0	7,0 (2,0)	1,0
E	<b>Varasto- ja tuotantotilat</b>			
	E1: Varastotilat. Tilat, joissa tavaraa säilytetään, mukaan luetuna tavaran vastaanottotilat	välipohjat 7,5 portaat 3,0	7,0 (2,0)	1,0
	E2: Teollisuuskäyttö	ks. 6.3.2	ks. 6.3.2	1,0
F	<b>Liikennöintialueet</b> Kevyiden ajoneuvojen liikennöinti- ja pysäköintialue. Kokonaispaino $\leq 30$ kN ja enintään 8 paikkaa kuljettajan lisäksi	välipohjat 2,5 portaat 3,0	20 (2,0)	kts. liite B
G	<b>Liikennöintialueet</b> Keskiraskaiden ajoneuvojen liikennöinti- ja paikoitusalueet. Ajoneuvokuormat, kun $30 \text{ kN} < \text{kok.paino} \leq 160 \text{ kN}$ , 2 akselilla	välipohjat 5,0 portaat 3,0	90 (2,0)	kts. liite B
H	<b>Vesikatot</b> Vesikatot, joille on pääsy vain normaalia kunnossapitoa ja korjaamista varten	0,4	1,0	
I	<b>Vesikatot</b> Vesikatot, joille on pääsy luokkien A...G mukaisesti.	kuormat luokkien A...G mukaisesti		
K	<b>Vesikatot</b> Erityistoimintoja varten olevat vesikatot, kuten helikoptereiden laskeutumisalueet		ks. kohta 6.3.4	

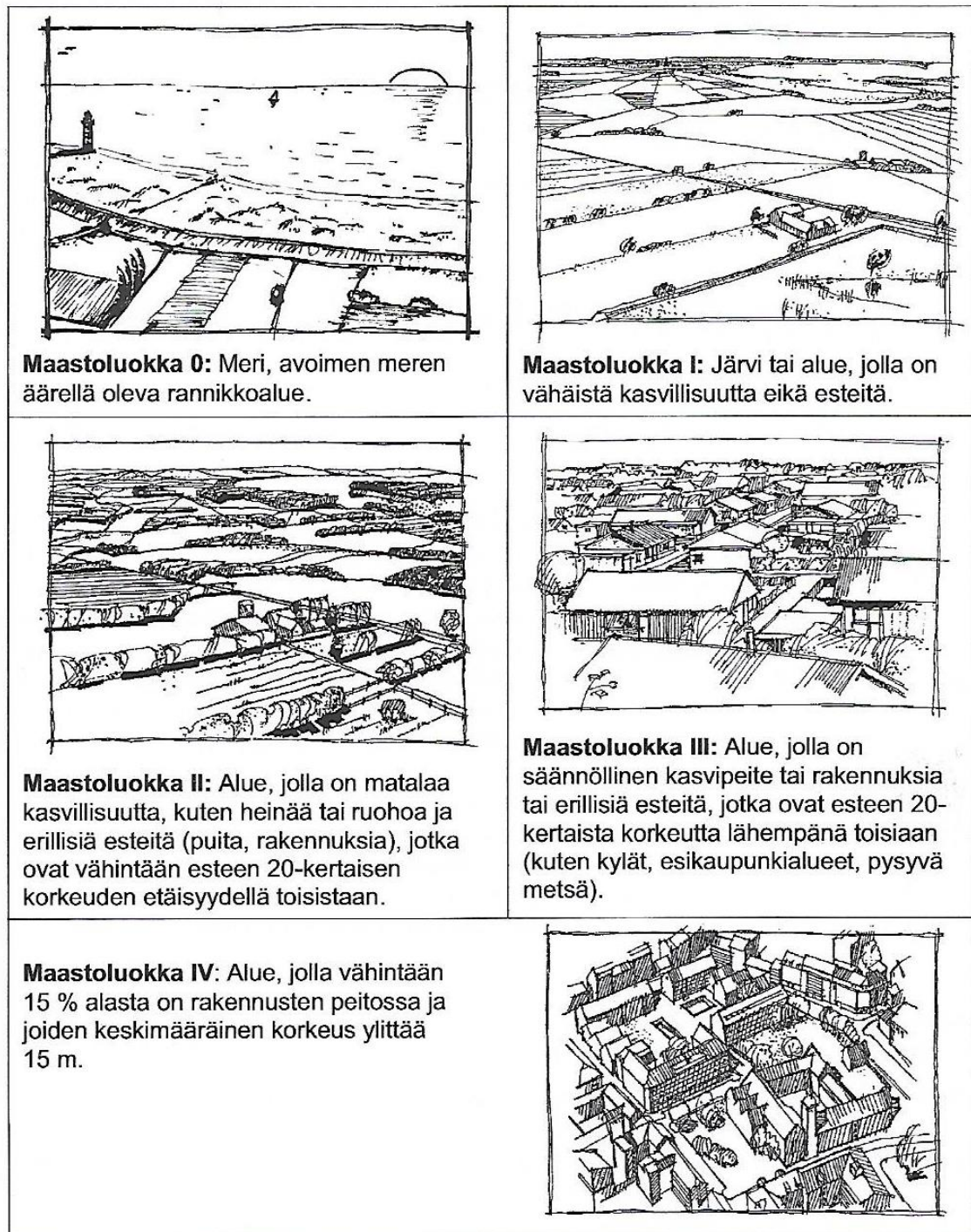
## **2.2 Vaakakuormat**

### **2.2.1 Tuulikuorma**

Tuulikuorma määräytyy maaston rosoisuuden, maastoluokan, rakennuksen mittojen ja puuskanopeuspaineen perusteella. Tuulikuorma on määritelty Eurokoodi 1 -standardissa [4].

Ensimmäisenä tulee tietää rakennuksen sijainti, jonka avulla voidaan selvittää maaston rosoisuus sekä maastoluokka. Eurokoodi 1 -standardi [4] antaa maastoluokalle viisi erilaista luokitusta ja ne on esitelty kuvassa 2.





Kuva 2. Eurokoodin 1 mukaiset maastoluokat [3, 131].

Toisena vaiheena voidaan määrittää rakennuksen puuskanopeuspaine. Puuskanopeuspaine määräytyy rakennuksen harjakorkeuden tai eri korkeustasojen ja maastoluokan perusteella [3, 136]. Puuskanopeus  $q_{p0}(z)$  interpoloidaan Eurokoodi 1 -standardin [4] antamasta taulukosta 4, tai hyödynnetään RIL 201-1-2017

-suunnitteluohjeen kaavaa A.1 [3, 188]. Tässä työssä puuskanopeuden  $q_{p0}(z)$  selvittämiseen on käytetty taulukkoa 4.

Taulukko 4. Eurokoodi 1 -standardin [3, 137] mukainen puuskannopeuspaine rakennukselle.

z (m)	Maastoluokka				
	0	I	II	III	IV
0	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
1	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
2	0,78	0,52	0,39	0,35	0,32
5	0,96	0,65	0,53	0,35	0,32
8	1,05	0,73	0,61	0,43	0,32
10	1,09	0,76	0,65	0,47	0,32
15	1,18	0,83	0,72	0,55	0,40
20	1,24	0,88	0,77	0,60	0,45
25	1,29	0,92	0,82	0,65	0,50
30	1,33	0,95	0,85	0,68	0,54
35	1,37	0,98	0,88	0,72	0,57
40	1,40	1,01	0,91	0,74	0,60

Eurokoodi 1 -standardi [4] tarjoaa kaksi vaihtoehtoa lopullisen tuulikuorman laskentaan. Nämä ovat voimakerron- ja pintapainemenetelmä. Tässä työssä on valittu käytettäväksi voimakerronmenetelmä.

Voimakerronmenetelmä antaa ohjeen erikseen matalan ja korkean rakennuksen kokonaistuulivoiman  $F_w$  määrittämiseen. Matalarakennus määritelmä on  $h \leq b$ , jossa  $h$  on rakennuksen korkeus ja  $b$  rakennuksen leveys. Tämän työn rakennus käsitellään korkeana rakennuksena,  $19,1m \geq 15m$ . Korkean rakennuksen kokonaistuulivoimaa  $F_w(z)$  määrittäessä puuskannopeuspainetta ei määritetä harjakorkeuden perusteella, vaan voidaan olettaa sen vaihtelevan korkeusaseman  $z$  mukaan. Tämä poistaa tarpeettoman suureksi kertyvän kokonaistuulivoiman korkeilla rakennuksilla. [3, 140-142.]

Korkeusasemasta  $z$  riippuvan kokonaistuulivoima lasketaan kaavalla:

$$F_w(z) = C_s C_d * C_f * q_p(z)$$

Missä,

$F_w(z)$  = tuulivoiman jakautuminen korkeusasemassa

$C_s C_d$  = rakennekerroin (1,0 varmalla puolella)

$C_f$  = voimakerroin (Taulukko 4.)

$q_p(z)$  = Korkeusaseman mukainen nopeuspaine

Voimakerroin  $C_f$  huomioi rakennuksen mittasuhteet ja hoikkuuden. Mittasuhteita kuvaa termi  $d/b$ , missä  $d$  on rakennuksen pituus tuulen suunnassa ja  $b$  rakennuksen pituus kohtisuorassa tuuleen nähden. Hoikkuus  $\lambda$  määritetään kaavalla:

$$\lambda = 2h/b, \text{ kun } h \leq 15m$$

$$\lambda = (2,25 - 0,017 * h) * \left(\frac{h}{b}\right), \text{ kun } 15m < h \leq 50m$$

missä,

$h$  = rakennuksen korkeus

$b$  = rakennuksen leveys kohtisuorassa tuulta vasten

Rakennuksen mittasuhteet ja hoikkuus tunnettaessa jokaiseen tuuleen suuntaan voidaan voimakerroin  $C_f$  interpoloida taulukosta 5.

Taulukko 5 Voimakerroin taulukko [3, 141].

	Sivusuhte d/b								
$\lambda$	0,1	0,2	0,5	0,7	1	2	5	10	50
$\leq 1$	1,2	1,2	1,37	1,44	1,28	0,99	0,60	0,54	0,54
3	1,29	1,29	1,48	1,55	1,38	1,07	0,65	0,58	0,58
10	1,40	1,40	1,60	1,68	1,49	1,15	0,70	0,63	0,63

Alla on esitetty tässä työssä käytettävät voimakertoimet:

Päätytuuli:  $d/b = 12m/15m = 1,25$

$$\lambda = (2,25 - 0,017 * 19,1m) * (19,1m/12m) = 3,1$$

$$C_f = 1,31$$

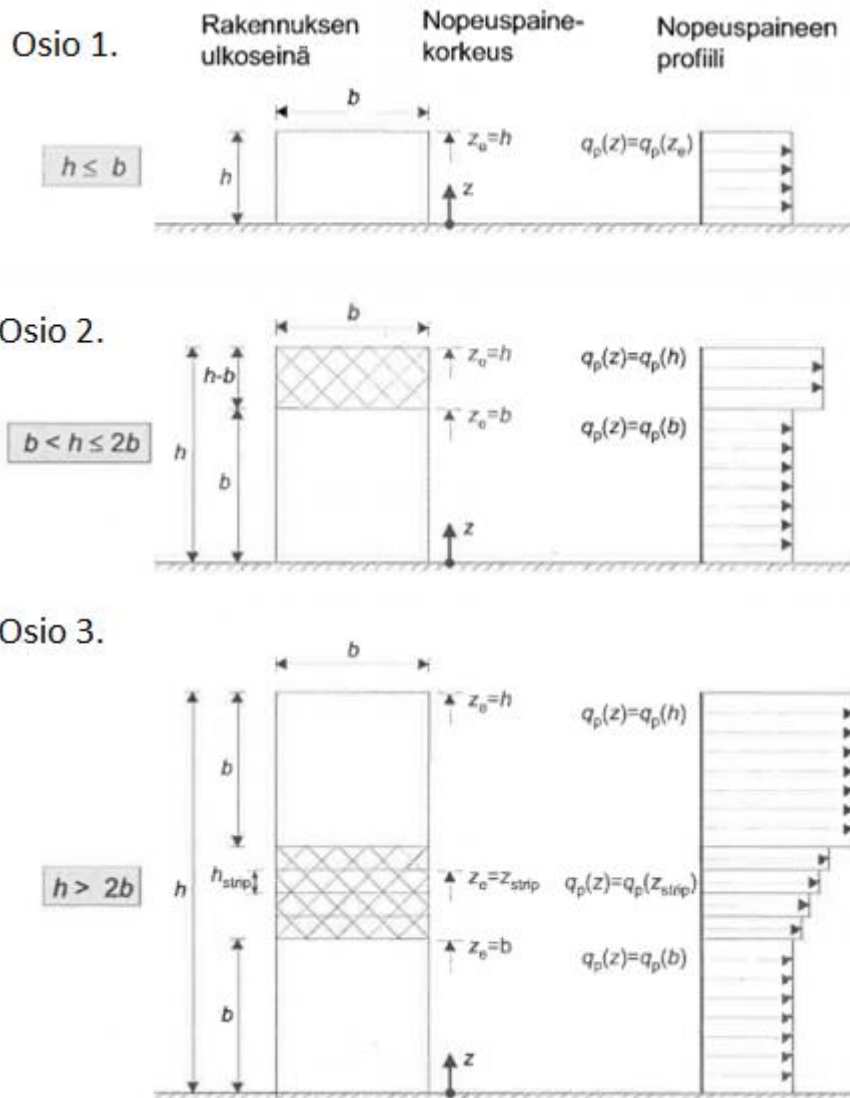
Sivutuuli:  $d/b = 15m/12m = 0,8$

$$\lambda = (2,25 - 0,017 * 19,1m) * (19,1m/15m) = 2,5$$

$$C_f = 1,47$$

Tässä työssä puuskanopeuden määrittämiseen on käytetty RIL 201-1-2017-kirjan antamaa ohjetta, joka soveltuu pohjaltaan suorakulmaisille rakennuksen pystyseinille. [3, 148-149.]

Menetelmä perustuu kuvan 3 antamaan menetelmään. Sen mukaan korkeusasemassa  $z$  sijaitsevaan osapintaan kohdistuva nopeuspaine määritetään ylempänä sijaitsevan nopeuspainekorkeuden  $Z_e$  mukaan. Menetelmää voidaan pitää varmallalla puolella olevana, koska tiheään rakennetuilla asuntoalueilla tuulen nopeusprofiili on vaihteleva rakennuksen harjakorkeuden alapuolella. [3, 148.]



Kuva 3. Nopeuspaineen  $Z_e$  määrittäminen [Muokattu lähteestä 3, 149].

Ensimmäiseksi täytyy määrittää rakennuksen korkeus ja leveys, joiden perusteella voidaan valita oikea osio rakennuksen nopeuspaineen määrittämiseen. Osiossa 1, jossa rakennuksen korkeus on pienempi kuin leveys, käsitellään rakennuksen tuuliprofiili yhtenä osana. Osiossa 2, jossa rakennuksen korkeuden ollessa suurempi kuin leveys mutta pienempi kuin kaksi kertaa leveys, käsitellään rakennuksen tuuliprofiili kahdessa osassa. Osiossa 3, jossa rakennuksen korkeuden ollessa suurempi kuin kaksi kertaa leveys, käsitellään rakennuksen tuuliprofiili kolmessa osassa. Kaikkien osien tuuliprofiili määritetään kunkin osion tuuliprofiilikäyrän perusteella. [3, 148.]

Tässä työssä on käytetty osiota 2. Alla on määritetty puuskanopeus paineet pääty- ja sivutuulelle käyttämällä kuvaa 3 ja taulukkoa 5. Rakennuksen maastoluokka on 3.

Päätytuuli:  $Z_e = 0 - 12m, 12 - 19,1m$

$$q_p(12m) = 0,502 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(19,1m) = 0,5905 \text{ kN/m}^2$$

Sivutuuli:  $Z_e = 0 - 15m, 15 - 19,1m$

$$q_p(15m) = 0,55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(19,1m) = 0,5905 \text{ kN/m}^2$$

Puuskanopeus paineet ja voimakertoimet tunnettaessa voidaan laskea lopullinen kokonaistuulivoima  $F_w(z)$ .

$$F_w(z) = C_s C_d * C_f * q_p(z)$$

Päätytuuli:  $Z_e = 0 - 15m, 15 - 19,1m$

$$F_w(15m) = 1 * 1,31 * 0,502 \text{ kN/m}^2 = 0,722 \text{ kN/m}^2$$

$$F_w(19,1m) = 1 * 1,31 * 0,5905 \text{ kN/m}^2 = 0,775 \text{ kN/m}^2$$

Sivutuuli:  $Z_e = 0 - 12m, 12 - 19,1m$

$$F_w(12m) = 1 * 1,47 * 0,55 \text{ kN/m}^2 = 0,736 \text{ kN/m}^2$$

$$F_w(19,1m) = 1 * 1,47 * 0,5905 \text{ kN/m}^2 = 0,866 \text{ kN/m}^2$$

### 2.2.2 Lisävaakavoima

Lisävaakavoimat syntyvät rakenteiden vinoudesta sekä asentaessa tulevista mitaepätarkkuuksista. Tämä on otettava huomioon jo suunnitteluvaiheessa. [3, 78-79.]

Lisävaakavoiman oletetaan sijaitsevan samassa pisteessä kuin niiden määrittelyperusteena oleva pystykuorma sijaitsee. Lisävaakavoima pystyy vaikuttamaan kappaleen jokaiseen suuntaan eri aikaan, ja vaikutussuunta määräytyy pahimman tilanteen mukaan. [3, 79.] Kuvassa 4. on havainnollistettu lisävaakavoimat.

Lisävaakavoima saadaan laskettua seuraavilla kaavoilla:

Rakennuksen lyhyemmässä suunnassa:

$$H_{dt} = N_d/150$$

Rakennuksen pidemmässä suunnassa:

$$H_{dl} = b/l * N_d/150 \geq N_d/250$$

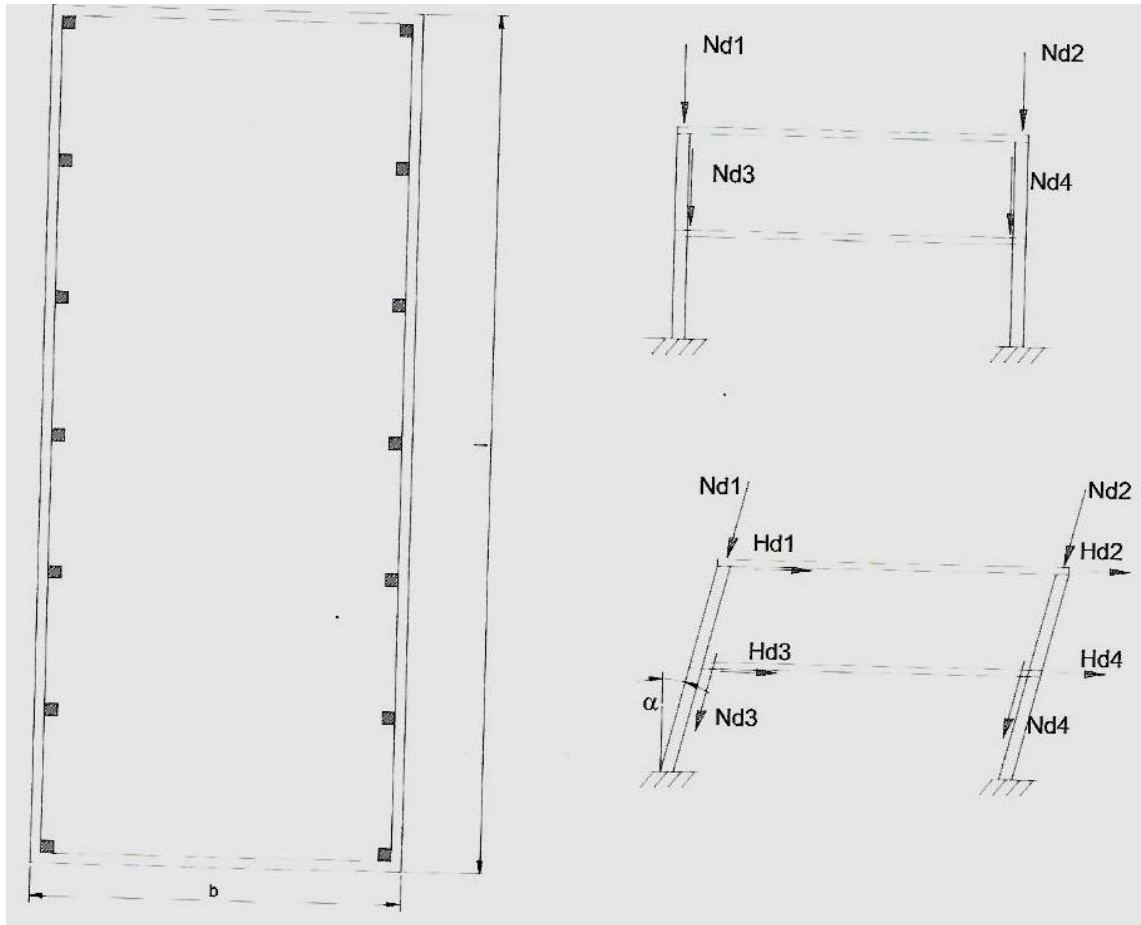
Missä,

$H_{dt}$  ja  $H_{dl}$  = Lisävaakavoiman laskenta-arvot

$N_d$  = Lisävaakavoiman aiheuttava pystykuorman laskenta-arvo

$b$  = Rakennuksen leveys

$l$  = Rakennuksen pituus



Kuva 4. Rakennuksen lisävaakavoimat [3, 78].

Rakennuksen lisävaakavoimat on laskettu käsinlaskennassa tarkasteltujen rakennneosien osalta. Lasketut lisävaakavoimat löytyvät käsinlaskettujen rakenteiden kuormituskaaviokuvista.

## 2.3 Rajatilamitoitus ja kuormitusyhdistelmät

Suunnittelijan tulee käydä läpi murto- ja käyttörajatilamitoitukset, sekä todistaa, ettei minkään rakenteen rajatilat ylitä missään tilanteessa [5, 52].

### 2.3.1 Murtorajatila mitoitus

Murtorajatilaksi luokitellaan rakenteen stabiiliteetin menetys, vaurioituminen, murtuminen tai rakenteen väsymisen aiheuttama vaurio. Murtorajatilamitoituksen tarve tulee ihmisten turvallisuuden ja rakenteiden lisävarmuuden luomiseen. [3, 29-30.]



Murtorajatila tarkasteluun kuuluvat:

- Jäykän kappaleen tai siihen kuuluvan osan tasapainon menetys
- Liian suuri siirtymätila
- Rakenteen tai siihen kuuluvan osan mekanisoituminen
- Rakenteen katkeaminen
- Rakenteen tai siihen kuuluvan osan stabiiliteetin menetys
- Ajasta riippuva vaurioitumien [3, 30.]

### 2.3.2 Seuraamusluokat

Murtorajatilamitoituksessa tulee arvioida, mikä on rakennuksen seuraamusluokka. Seuraamusluokan perusteella valitaan oikea kuormakerroin  $K_{Fi}$ . Seuraamusluokka ja kuormakerroin  $K_{Fi}$  voidaan valita taulukosta 6.

Taulukko 6. Seuraamusluokat ja kuormakertoimet [3, 26].

Seuraamusluokan (CC) kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä	Luotettavuusluokka/kuormakerroin $K_{Fi}$
CC3 Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko <sup>1)</sup> jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä, kuten - yli 8-kerroksiset <sup>2)</sup> asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näytelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esim. korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalajien alueilla.	RC3 $K_{Fi} = 1,1$
CC2 Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia.	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.	RC2 $K_{Fi} = 1,0$
CC1 Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkitysettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset <sup>2)</sup> rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä <sup>3)</sup> , kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m <sup>2</sup> tai suurin jänneväli enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa, kuten - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana.	RC1 $K_{Fi} = 0,9$

Tässä työssä seuraamusluokka on CC2, eli kuormakerroin  $K_{Fi}$  on silloin 1,0.



### **2.3.3 Käyttörajatilamitoitus**

Käyttörajatilaksi luokitellaan rajatilat, jossa rakenne tai rakenneosat toimivat normaalikäytössä. Ihmisten mukavuus ja rakennuskohteen ulkonäkö kuuluvat myös käyttörajatila mitoitukseen. [3, 30.]

Käyttörajatilassa tutkitaan rakenteen siirtymät, värähtelyt ja mahdollinen vaurioituminen. Näille on asetettu omat vaatimuksensa, jotka eivät saa ylittää määrättyä raja-arvoa. Edellä mainitut asiat vaikuttavat suoraan rakennuksen ulkonäköön, käyttäjien mukavuuteen, rakenteen ja teknisten järjestelmien toimivuuteen sekä säilyvyyteen. [3, 30.]

### **2.3.4 Murtoraja- ja käyttörajatilän kuormitusyhdistelmät**

Murtoraja- ja käyttörajatilän mitoituksessa tulee miettiä saman aikaisesti vaikuttavat kuormat. Samaan aikaan vaikuttavia kuormien yhdistelmää kutsutaan kuormitusyhdistelmiksi. Murtoraja- ja käyttörajatilassa on omat kuormitusyhdistelmänsä.

Kuormitusyhdistelmän kaavaan kuuluvat erilaiset osavarmuusluvut kullekin kuormalle. Kuormitusyhdistelmä kaavassa yhtä kuormaa pidetään määräävänä kuormana, jolloin määräävän kuorman osavarmuusluku on suurin ja muiden pienempi. [3, 29-30.] Osavarmuusluvut on annettu taulukossa 7.

Taulukko 7 Kuormien ja kuormitusyhdistelmien osavarmuusluvut [3, 38].

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6 <sup>**)</sup>
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30 \text{ kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3 <sup>**)</sup>
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) <sup>*)</sup> , kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma <sup>***)</sup>	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
Pakkomuodonmuutokset	1,0	1,0	1,0
Tukien painumat	1,0	1,0	1,0

<sup>\*)</sup> Ulkotasoilla ja parvekkeilla  $\psi_0 = 0$  luokkien A, B, F ja G yhteydessä.

Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään  $\psi$ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen.

<sup>\*\*)</sup> Ajokäytävillä  $\psi_2 = 0$ .

<sup>\*\*\*)</sup> Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia.

Alla on esitetty murtorajatilassa tyypillisesti käytettävä mitoittava SRT-kuormitusyhdistelmä. SRT tarkoittaa rakenteen tai rakenneosien kestävyyttä ja geoteknistä kantavuutta [3, 40].

$$1,15 * K_{FI} * \sum G_{k,j} + 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1} + 1,5 * K_{FI} * \sum \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Kuitenkin vähintään

$$1,35 * K_{FI} * \sum G_{k,j}$$

Missä,

$K_{FI}$  = Kuormakerroin, katso taulukko 6.

$\sum G_{k,j}$  = pysyvien kuormien ominaisarvo, eli omapaino.

$Q_{k,1}$  = määräävän muuttuvan kuorman ominaisarvo (tuuli-, hyöty- tai lumikuorma)

$\sum \psi_{0,i}$  = muuttuvan kuorman yhdistelykerroin.  $\psi_0$  on yhdistelykerroin ominaisyhdistelmässä (murtorajatila tai palautumaton käyttörajatila).  $\psi_1$  on tavallinen yhdistelykerroin.  $\psi_2$  on muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin. Katso taulukko 7.

$Q_{k,i}$  = muuttuvan kuorman ominaisarvo (tuuli-, hyöty- tai lumikuorma)

Alla on esitetty murtorajatilassa tyypillisesti käytettävä mitoittava EQU-kuormitusyhdistelmä. EQU tarkoittaa rakennuksen tai rakenteen jäykän kappaleen tasapainoa [3, 40].

$$0,9 * K_{FI} * \sum G_{k,j} + 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1}$$

Alla on esitetty käyttörajatilan kolme tyypillisesti käytettävät mitoittavat kuormitusyhdistelmät.

Ominaisyhdistelmä, jota käytetään palautumattomille rajatiloille:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Palautumaton rajatila tarkoittaa rajatilaa, missä rajatila on ylitetty ja rakennukseen tai rakenteeseen syntyy peruuttamaton vahinkoa tai haittaa. [3, 44.]

Tavallinen yhdistelmä, jota käytetään tavallisesti palautuville rajatiloille:

$$\sum G_{k,j} + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Palautuva rajatila tarkoittaa rajatilaa, missä kuormitus poistettaessa kappaleeseen ei jää minkäänlaista näkyvää vaurioita tai muodonmuutosta. [3, 44.]

Pitkäaikaisyhdistelmä, jota käytetään tavallisesti pitkäaikaisvaikutuksilla ja rakennuksen ulkonäön kannalta [3, 44]:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

## 2.4 Materiaaliominaisuudet ja aikaluokat

Puurakenteita mitoittaessa täytyy kappaleen materiaalille määrittää käyttöluokka ja kuorman aikaluokitus. Tämän jälkeen voidaan määrittää kappaleen lujuusominaisuuden mitoitusarvo  $X_d$ . Nämä seikat ottavat huomioon puuhun vaikuttavan kosteusvaikutuksen, sekä erilaisten kuormien keston vaikutuksen kappaleen ominaislujuuteen ja jäykkyysominaisuuksiin [6, 49].

Lujuusominaisuuden mitoitusarvo  $X_d$  lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$X_d = k_{mod} * \frac{X_k}{\gamma_m}$$

Missä,

$X_k$  = Materiaalin lujuusominaisuuden ominaisarvo (Taulukko 12-13.)

$k_{mod}$  = Muunnoskerroin, joka ottaa huomioon kuorman keston ja kosteuden vaikutuksen (Taulukko 10.)

$\gamma_M$  = Materiaaliominaisuuden osavarmuusluku (Taulukko 11.)

Puurakenteiden käyttöluokat:

Käyttöluokka 1: ”Käyttöluokalle 1 on tyypillistä, että materiaalien kosteus on lämpötilaa 20 vastaava ja ympäröivän ilman suhteellinen kosteus ylittää arvon 65% vain muutaman viikkona vuodessa. Käyttöluokassa 1 havupuun kosteus ei enemmäkseen ylitä arvoa 12%” [6, 33].

Käyttöluokkaan 1 kuuluva rakennus on lämmitetyissä sisätiloissa tai vastaavissa kosteusolosuhteissa [6, 33].

Käyttöluokka 2: ”Käyttöluokalle 2 on tyypillistä, että materiaalien kosteus on lämpötilaa 20 vastaava ja ympäröivän ilman suhteellinen kosteus ylittää arvon 85% vain muutamana viikkona vuodessa. Käyttöluokassa 2 havupuun kosteus ei enimmäkseen ylitä arvoa 20%” [6, 33].

Käyttöluokkaan 2 kuuluva rakenne on ulkoilmassa kuivana pysyvä puurakenne [6, 33].

Käyttöluokka 3: ”Käyttöluokalle 3 on tyypillistä, että ilmasto-olosuhteet johtavat suurempiin kosteusarvoihin kuin käyttöluokassa 2” [6, 33].

Käyttöluokkaan 3 kuuluva rakenne on luonnonvoimille alttiina oleva puurakenne [6, 33].

Taulukko 8 Kuormien aikaluokka [6, 33].

Kuorman aikaluokka	Ominaiskuorman vaikutusajan suuruusluokka
Pysyvä	yli 10 vuotta
Pitkäaikainen	6 kuukautta–10 vuotta
Keskipitkä	1 viikko–6 kuukautta
Lyhytaikainen	alle yksi viikko
Hetkellinen	

Taulukko 9 Kuormien aikaluokkien selitykset [6, 32-33].

Aikaluokka	Kuormitukset
Pysyvä	Oma paino Pysyvästi rakenteeseen kiinnitetyt koneet, laitteet ja kevyet väliseinät Maanpaine
Pitkäaikainen	Varastotilojen tavarakuorma (luokka E), vesisäiliökuorma
Keskipitkä	Lumi Lattioiden ja parvekkeiden hyötykuorman pintakuormat luokissa A–D Autotallien ja liikennöintialueiden hyötykuormat (luokat F ja G) Kosteuden vaihtelun aiheuttamat kuormitukset
Lyhytaikainen	Portaiden hyötykuormat Hyötykuorman pistekuorma ( $Q_k$ ), väliseinien ja kaiteiden vaakakuormat Kunnossapito- tai henkilökuorma katolla (luokka H) Ajoneuvokuormat luokassa E, kuljetusvälinekuormat Asennuskuormat
Hetkellinen	Tuuli Onnettomuuskuorma

Taulukko 10 Kuorman keston ja kosteusvaikutuksen muunnoskertoimen  $k_{mod}$  arvot [6, 49].

Materiaali	Käyttöluokka	Kuorman aikaluokka				
		Pysyvä	Pitkäaikainen	Keskipitkä	Lyhytaikainen	Hetkelinen
Sahatavara, Pyöreä puutavara, Liimapuu, LVL, Vaneri, CLT	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Lastulevy P4 <sup>1)</sup> ja P5, OSB/2 <sup>1)</sup> , Kova kuitulevy	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Lastulevy P6 <sup>1)</sup> ja P7, OSB/3 ja OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Puolikovat kuitulevyt: MBH.LA <sup>1)</sup> , MBH.HLS, MDF.LA <sup>1)</sup> ja MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	2	-	-	-	0,45	0,80

<sup>1)</sup> Saadaan käyttää vain käyttöluokassa 1.

Taulukko 11 Materiaalin kestävyys- ja jäykkyysominaisuuksien osavarmuusluvut  $\gamma_M$  [6, 47].

Perusyhdistelmät:	
Sahatavara ja pyöreä puutavara	1,3
Liimapuu, CLT	1,25
LVL, vaneri, OSB-lastulevy	1,2
Muu lastulevy, kuitulevyt	1,3
Liitokset	1,3
Naulalevyliitokset: - tartuntalujuus	1,25
- levyn lujuus (teräs)	1,1
Onnettomuusyhdistelmät	1,0

Taulukko 12 Sahatavaran lujuusominaisuudet [6, 51].

Lujuusluokka		C14 T0	C18 T1	C24 T2	C30 T3	C35 <sup>1)</sup>	C40 <sup>1)</sup>
Ominaislujuudet (N/mm <sup>2</sup> )							
Taivutus	$f_{m,k}$	14	18	24	30	35	40
Veto	$f_{t,0,k}$	7,5	10	14,5	19	22,5	26
	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Puristus	$f_{c,0,k}$	16	18	21	24	25	27
	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,5	2,7	2,7	2,8
Leikkaus	$f_{v,k}$	3,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0
Jäykkyysominaisuudet (N/mm <sup>2</sup> )							
Kimmo- moduuli	$E_{0,mean}$	7 000	9 000	11 000	12 000	13 000	14 000
	$E_{0,05}$	4 700	6 000	7 400	8 000	8 700	9 400
	$E_{90,mean}$	230	300	370	400	430	470
Liukumoduuli	$G_{mean}$	440	560	690	750	810	880
	$G_{0,05}$	300	380	460	500	540	590
Tiheydet (kg/m <sup>3</sup> )							
Ominaisitiheys	$\rho_k$	290	320	350	380	390	400
Tiheyden keskiarvo	$\rho_{mean}$	350	380	420	460	470	480

Taulukko 13 Liimapuun lujuusominaisuudet [6, 53].

Lujuusluokka		Liimapuu				Halkaistu liimapuu	
		GL24c	GL24h	GL30c <sup>1</sup>	GL30h	GL30cs <sup>1</sup>	GL30hs
Ominaislujuudet (N/mm <sup>2</sup> )							
Taivutus	$f_{m,k}$	24	24	30	30	28	28
Veto	$f_{t,0,k}$	17	19,2	19,5	24	18,7	22,4
	$f_{t,90,k}$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Puristus	$f_{c,0,k}$	21,5	24	24,5	30	23,3	28
	$f_{c,90,k}$	2,5	2,5	2,5	2,5	3,0	3,0
Leikkaus	$f_{v,k}$	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	$f_{r,k}$	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Jäykkyysominaisuudet (N/mm <sup>2</sup> )							
Kimmomoduuli	$E_{0,mean}$	11 000	11 500	13 000	13 600	12 500	13 100
	$E_{0,05}$	9 100	9 600	10 800	11 300	10 300	10 800
	$E_{90,mean}$	300	300	300	300	300	300
Liukumoduuli	$G_{mean}$	650	650	650	650	650	650
	$G_{0,05}$	540	540	540	540	540	540
Tiheydet (kg/m <sup>3</sup> )							
Ominaisstiheys	$\rho_k$	365	385	390	430	390	430
Tiheyden keskiarvo	$\rho_{mean}$	400	420	430	480	430	480

## 2.5 Kuormien jakaantuminen

Liitteissä 7, 9 ja 10-18 on tarkemmat laskelmat ja kuormien kuvaajat rakennukselle. Kuormien siirtoreitit perustuksille on esitetty myöhemmin työssä.

Tuulikuorma jakaantuu tasoille ja jäykistäville pystyrakenteille ulkoseinästä kahden kerroksen puolesta välistä puoleen väliin. Tuulikuorman jakaantumiseen liittyvä teoria on esitetty myöhemmin työssä jäykistysjärjestelmä osiossa.

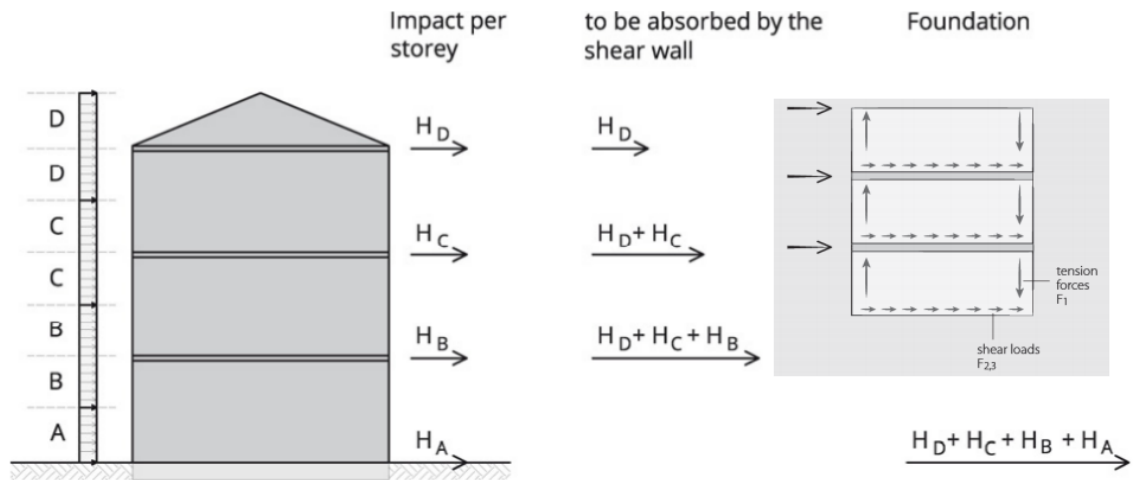
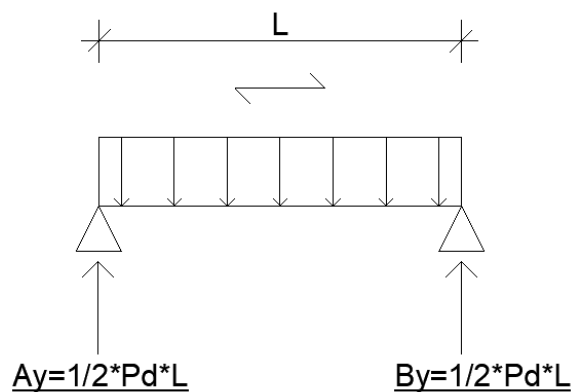


Figure 10-5: Horizontal forces per storey resulting from wind pressure with stress on the shear walls in the individual storeys

Kuva 5 Tuulikuorman jakaantuminen rakennuksessa [7, 128].

Ripalaattoja ja palkkeja pidetään yhteen suuntaan kantavina rakenteina. Tällöin pystysuunnasta tuleva pintakuorma jakaantuu tukien suhteen puolesta välistä puoleen väliin.



Kuva 6 Pintakuorman jakaantuminen.

### 3 Rakennejärjestelmän osat

Rakennejärjestelmä-osiossa on pyritty kuvamaan case-kohteen kerrostalon rakennejärjestelmän osat pääpiirteittäin. Kuvat on piirretty lähinnä havainnollistavaksi eikä niistä ole tehty tarkkoja detailjikuvia. Runko- ja jäykistysjärjestelmän toiminta käydään läpi tarkemmin kappaleissa 3.6 ja 3.7.



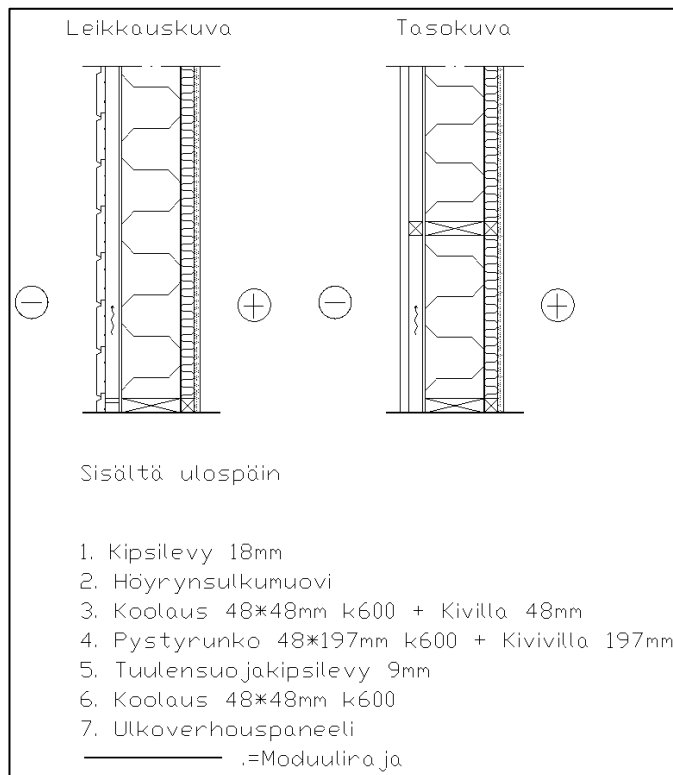
### 3.1 Suurelementit

Suurelementit valmistetaan elementtitehtaalla jo ennalta suunniteltujen elementtikuvien perusteella. Suurelementit pyritään suunnittelemaan täysin valmiiksi jo ennen työmaavaiheen aloittamista. Tyypillisesti elementeissä on valmiina jo talotekniikan varaukset, ikkunat, ovet ja verhoilu hyvin pitkälle vietyinä. Suurelementtien on tarkoitus jouduttaa työmaalla talon rakentamisvaihetta, jolloin elementit nostetaan paikalleen ja liitetään kantavaan runkoon. [8]

Tässä työssä suurelementit eivät toimi jäykistävänä rakenteena. Ne toimivat kantavana rakenteena tai välittävät kuormia kantaville sekä jäykistävälle rakenteille.

#### 3.1.1 Ulkoseinäelementti

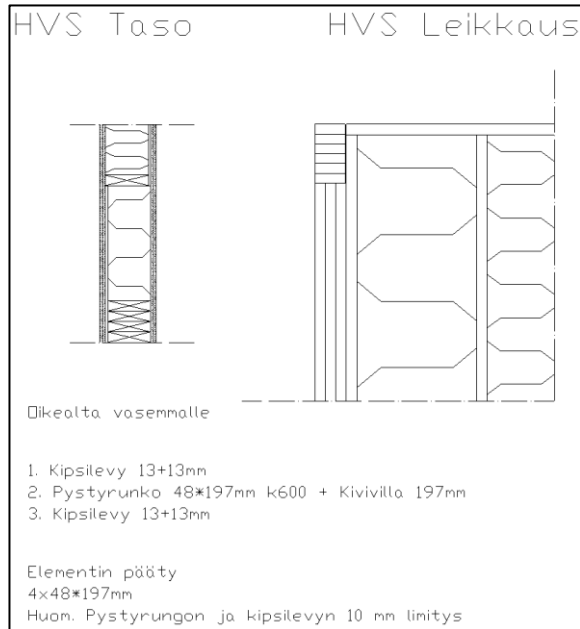
Kohteeseen on suunniteltu ei-kantavat ulkoseinäsuurelementit.



Kuva 7. Ulkoseinäelementti rakennetyyppi.

### 3.1.2 Kantava huoneistojen välinen seinä

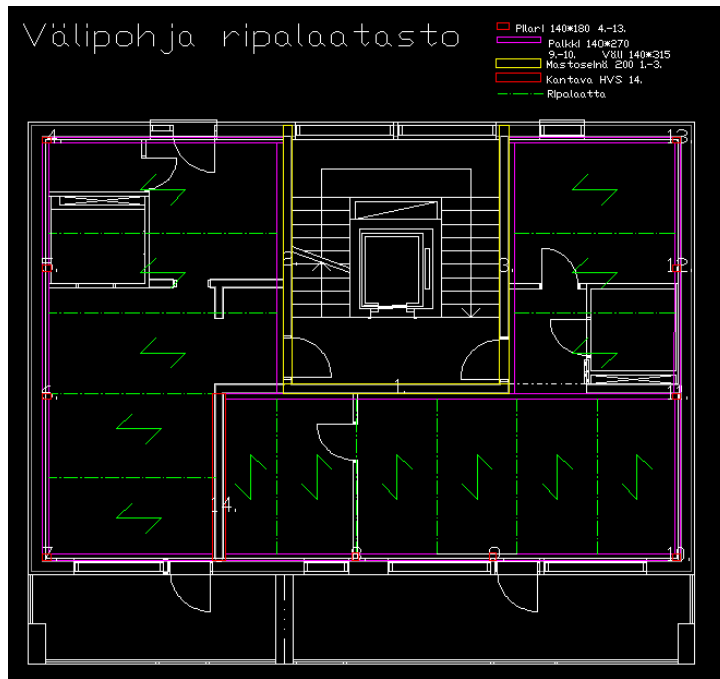
Kohteessa on yksi kantava huoneistojen välinen seinä. Seinää ei ole hyödynnetty jäykistävänä rakenteena.



Kuva 8. Kantava huoneistojen välinen seinä. Rakennetyyppi ja rakenneleikkaus.

### 3.2 Rakennejärjestelmä ja rungon sijainti

Kantavien rakenteiden tasokuvasta voi havaita palkkien, pilarien, kantavan seinän ja mastoseinien sijainnin. Myös ripalaattojen kantosuunnat on ilmoitettu kuvassa 9.



Kuva 9. Rungon sijainti tasokuvassa

Pilari-palkkirunkoa ja jäykistysjärjestelmää lähdettiin pohtimaan mastoseinä tyyppisenä ratkaisuna, jolloin pilarit pystyisivät olemaan ohut profiilisia. Ratkaisussa on hyödynnetty porrashuoneen seiniä mastoseinäinä. Mikäli pelkät mastoseinät eivät riittäisi rakennuksen jäykistykseen, voitaisiin osa pilareista muuttaa järeämmiksi mastopilareiksi. Viimeisänä vaihtoehtona osa ulkoseinistä olisi voitu tehdä jäykistäväksi rakanteeksi, mutta tällöin pilari-palkkirunkojärjestelmän idea olisi kärsinyt.

Pilareiden paikkoja lähdettiin hakemaan ulkoseinälinjoilta, joissa ikkunoiden ja parvekkeiden ovien paikat aiheuttivat hieman vaikeuksia. Pilareiden paikkoja etsiessä pyrittiin välttämättään niiden sijoitusta asuntojen sisäpuolille, ja siinä onnistuttiin. Hyödyntämällä huoneistonvälistä seinää kantavana seinänä välttyttiin turhalta pilarien sijoittamiselta seinälinjalle, ja näin ollen myös huoneistonvälisestä seinäelementistä tulisi yksinkertaisempi rakentaa ja asentaa paikalleen. Pilareita pyrittiin käyttämään mahdollisimman vähän silti aiheuttamatta palkeille liian suuria jännevälejä, mikä taas johtaisi palkkien poikkileikkauksien liian suuren kokoon.

Liitteessä 20 on esitelty rakennuksesta pääleikkauskuva.

### 3.3 Jäykistysjärjestelmä

#### 3.3.1 Mastoseinät

Mastoseinät ovat yksi rakennuksien jäykistystavoista. Tässä rakennuksessa mastoseinät tulivat kyseeseen yhdessä pilari-palkkirungon kanssa. Mastoseinät ovat oivalliset kohteeseen, koska niihin saadaan kerättyä paljon stabiloivaa pystykuormaa. Tällöin pilarien profiilit pysyvät ohuina, eikä ulkoseinä elementtejä tarvitse lähteä suunnittelemaan järeiksi, ja pilari-palkkirungon toimintatapa ei menettäisi merkitystään.

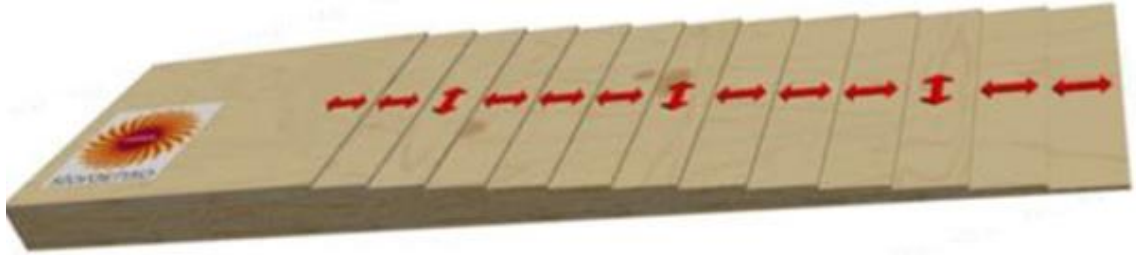
Rakennuksen keskellä sijaitsevat kolme mastoseinää ovat rakennuksen pystyssä pitävät jäykistävät osat. Mastoseinät ovat massiivisia koko talon korkuisia LVL-rakenteisia seiniä.

Työn mastoseinien materiaaliksi on valittu Metsä Woodin Kerto-Q tuote [9]. Metsä Woodin ETA-13/0504 tuotekortti antaa Kerto-Q levyistä mahdollisuuden liimata enintään 201mm paksuja, 26m pitkiä ja 0,6-2,5m leveitä 2-3 levyn yhdistelmiä. Levy-yhdistelmä saa koostua enintään kolmesta levystä. Kaikkien levyjen täytyy olla saman paksuisia tai yksi levy keskellä saa olla muita paksumpi.

Kerto-Q -mastoseinän paksuus on 198mm tässä työssä. Se koostuu yhteen liimatuista 69mm + 69mm + 69mm paksuista kerto-Q -levyistä. Kerto-Q-levyistä joudutaan hiomaan molemmilta puolilta ulommaisista viiluista 1,5mm pois, jotta liimaus voidaan suorittaa luotettavasti ruuvipuristimia käyttämällä [33]. Kerto-Q-levyjen pinnoissa voi olla myös mittaepätarkkuutta ja tällä se ehkäistään. Kerto-Q-aihioista syntyy siten kalibroituja aihioita [33] ja tällöin Kerto-Q-levyjen lopulliseksi paksuudeksi jää 66mm. Mastoseinän lopullinen paksuus on  $66\text{mm}+66\text{mm}+66\text{mm}=198\text{mm}$ .

Osa LVL-viiluista ovat pystysuuntaan kantavia ja osa vaakasuuntaan kantavia. Tämän työn mastoseinissä on noin 20% (3mm) vaakasuuntaan kantavaa viilua

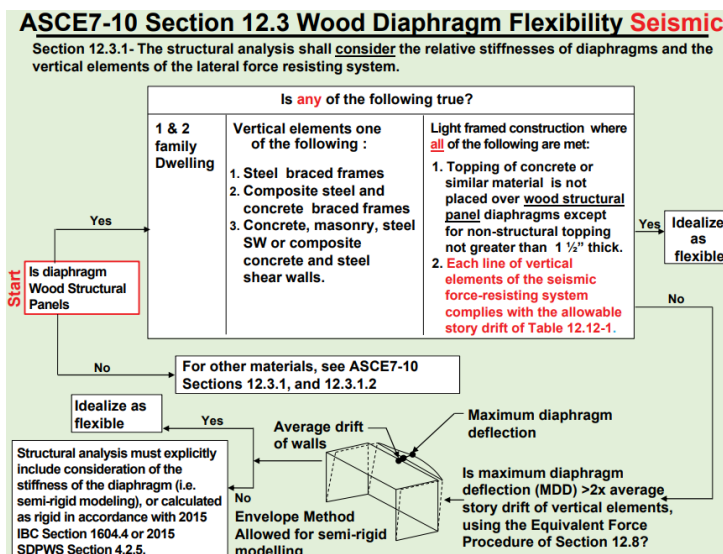
ja noin 80% (3mm) pystysuuntaan kantavaa viilua. Kuvassa 10 [10, 16] on havainnollistettu viilujen syysuunta/kantosuunta. Kerto-Q -levyjen tuotantoleveys ei riitä tarpeeksi leveän mastoseinän luomiseen, jolloin Kerto-Q -levyjä on yhdistetty lapaliitoksilla toisiinsa 2-3 kappaleesta.



Kuva 10. Kantosunnat LVL viilut [10, 16].

### 3.3.2 Toimintaperiaate

Jäykistysjärjestelmän toimintaperiaatteeseen vaikuttaa, kuinka jäykkänä rakenteena välipohjatasot toimivat. Yhdysvaltain maanjäristyssuunnittelunormien mukaan puurakenteisissa kerrostaloissa tasorakenne voi olla jäykkä (rigid), joustava (flexible) tai osittain-jäykkä rakenne (semi-rigid) [25, 80]. Kuvassa 11 näytetään, kuinka välipohjatason jäykkyys määritetään.



Kuva 11 Välipohjan jäykkyyden määrittäminen [26, 2].

Käsinlaskennassa välipohjatasot oletettiin toimivan joustavana rakenteena, vaikka yhtenä joustavan tason ehtona on, että välipohjatasen päällä ei ole yli 38mm betonivalua. Todellisuudessa täytyisi rakenne laskea sekä joustavan, että osittain-jäykän teorian mukaan. RFem laskee rakennuksen molempien teorioiden mukaan ja valitsee eniten rakennusta kuormittavan vaihtoehdon. Myöhemmin työssä RFem osiossa on selvitetty siirtymien perusteella, kuinka jäykkänä rakenteena välipohjataso toimii.

Joustavan teorian mukaan vaakakuormat jakaantuvat suoraan jäykistäville rakenteille oman kuormitusalsansa mukaisesti. Osittain-jäykän ja jäykän teorian mukaan vaakakuormat jakaantuvat rakenteiden jäykkyyksien suhteen. Jäykän välipohjan teoriassa voimat jakaantuvat seinien jäykkyyden suhteen. Välipohja oletetaan tällöin äärimmäisen jäykäksi rakenteeksi. Joustavan välipohjan teoriassa seinät oletetaan jäykäksi, jolloin voimat jakaantuvat välipohjan jäykkyyden suhteen. [30]

Joustavan ja osittain-jäykän tason teoriassa kiertokeskiötä ei muodostu, koska välipohjalaatasto toimii joustavana rakenteena, eikä lähde kiertymään minkään pisteen ympäri.

### **3.3.3 Kuormien jakaantuminen ja ehdot**

Jäykistysjärjestelmän kuormien jakaantuminen on seuraavanlainen: Tuulikuorma siirtyy pintakuormana kahden kerroksen puolesta välistä puoleen väliin, ulkoseinäelementeiltä palkeille ja pilareille, viivakuormaksi. Tämän jälkeen palkit ja pilarit välittävät tuulikuormat ripalaatoille. Ripalaattakentät toimiessaan yhdessä palkkien ja pilareiden kanssa välittävät viivakuormat omalta kuormitusalsaltaan taas mastoseinien kyljissä oleville palkeille leikkauksena tai puristuksena. Konsolit (palkit) mastoseinien kyljissä välittävät kuormat mastoseinille. Mastoseinät ottavat viivakuormat omalta kuormitusalsaltaan ja välittävät ne perustuksille.

Ehtona näille kuormansiirtoreiteille on riittävä ripalaattakentän jäykkyys ja kestävyys. Kaikkien liitoksien riittävä jäykkyys välittää tuulikuormat. Mastoseinän kyljessä olevat palkit täytyy kestää leikkausvoima. Palkit, pilarit ja niiden liitokset on pystyttävä myös välittämään tuulikuormat ripalaatoille. Mastoseinien on oltava riittävän jäykkiä, kestäviä sekä ankkuroitu perustuksiin riittävällä kapasiteetillä. Pilarit eivät välitä vaakakuormia perustuksille, ja näin ollen ne eivät kuulu jäykistäviin rakenteisiin.

### **3.4 Runkojärjestelmä**

Vaihtoehtoiseksi runkojärjestelmäksi valittiin pilari-palkkirunko. Ideana oli luoda ja tutkia, kuinka kyseinen runko toimisi case-kohteessa.

#### **3.4.1 Pilari**

Pilarit ovat rungon primääriosia. Pilarit vievät pystykuormat pistekuormina perustuksille. Pilarit välittävät hetkellisesti tuulikuormia.

Pilarit ovat koko talon korkuisia GL30c-liimapuupilareita 140x180mm profiililtaan. Pilareita lähdettiin heti suunnittelemaan yläpohjan korkeuteen yhtenäisinä. Tämä vähentää aikaa työmaalla ja palkkien liittäminen pilareihin käy nopeammin.

#### **3.4.2 Palkki**

Palkit ovat rungon primääriosia. Ne vievät viivakuormat pistekuormiksi pilareille ja sitä kautta perustuksille. Palkit välittävät hetkellisesti tuulikuormia.

Palkit ovat GL30c-liimapuupalkkeja profiililtaan 140x270mm ja 140x315mm.

#### **3.4.3 Ripalaatta**

Välipohjan ripalaatta koostuu havuvanerilevystä (18mm x 1800mm) ja kolmesta Kerto-S (51mm x 300mm) -rivasta. Kerto-S on Metsäwoodin kehittämä LVL -tuote [15]. Ripalaatta on pisimmillään noin 5 metriä pitkä. Ripalaatat ovat rungon sekundääriäosia.

Itsessään pelkkä havuvanerilevy ei kestäisi pystyvoimia eikä myöskään vaakavoimia. Kertorivat jäykistävät levyn ja estävät sen lommahduksen. Kertorivat yhdessä havuvanerilevyn kanssa vievät pystyvoimat ja vakaakuormat palkeille. Ripalaatan ajatellaan kantavan vain ripojen suunnassa. Todellisuudessa ripalaatta kantaa myös ristiin, mutta tässä työssä sitä ei hyödynnetä.



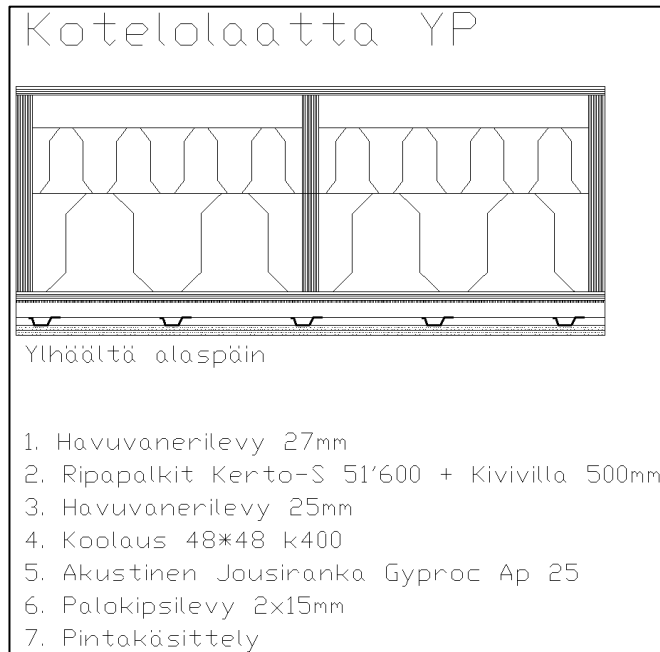
Kuva 12. Välipohjan ripalaatta.

### 3.4.4 Yläpohjan kotelolaatta

Yläpohjan kotelolaatan jänneväli on noin 9,8 metriä. Välipohjan ripalaatta on huomattavasti kevytrakenteisempi kuin yläpohjan ripalaatta. Kotelolaatan toiminta periaate on samanlainen kuin ripalaatan, mutta kotelolaatta on jäykempi rakenne alapuolisen havuvanerilevyn ansiosta.



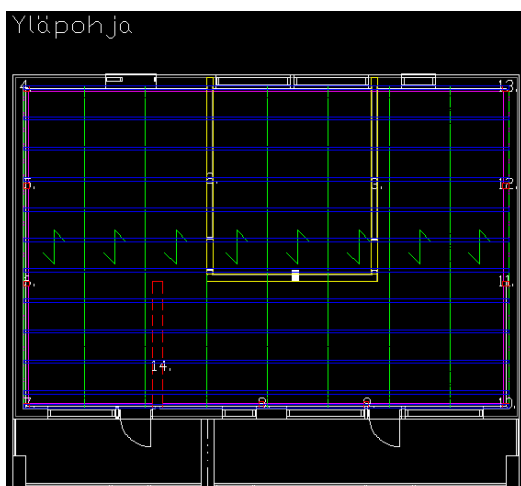
Korkea kotelotila voidaan hyödyntää sijoittamalla sinne yläpohjan vaadittavat eristeet: 500mm kivivilla.



Kuva 13. Yläpohjan kotelolaatta.

### 3.4.5 Pukkiristikko

Kerrostalon katto on huomattavan jyrkkä (39,5°). Kattorakenne on suunniteltu pukkiristikoksi. Yläpohjan kotelolaatan toimiessa yksiaukkoisena, ja pukkiristikon ollessa poikittain siihen nähden, voidaan välttää ongelmatilanne, jossa pukkiristikon alapaarre tulisi kotelolaatan ripojen väliin. Tällöin havuvanerilevy joutuisi huomattavan rasituksen kohteeksi.



Kuva 14. Yläpohja.

## 4 Rakenneosien mitoitus käsinlaskenta

Tässä osiossa on esitetty yksittäisten rakenneosien käsin- ja tietokonelaskenta. Käytetyt kuormat laskennassa voidaan päätellä liitteissä olevista kuvista.

### 4.1 Pilarin käsinlaskenta (yksikerroksinen)

Pilarin korkeus käsinlaskennassa on vähennetty alimman kerroksen korkuiseksi. Tämä yksinkertaistaa käsinlaskentaa huomattavasti. Palkkien kiinnityksestä johtuva epäkeskisyys pilarille on huomioitu koko talon korkeudelta laskemalla sille keskiarvo, kun pilari on vain alimman kerroksen korkuinen. Pistekuorma pilarille on kaikilta kerroksilta.

Työssä käsinlaskennalla todettu eniten rasitettu pilari pystykuormalle ja epäkeskisyydestä johtuvalle momentin yhdistelmälle kohdistuu pilarille 9. (Kuva 9.)

Kuormitusyhdistelmällä:

1,15OP+1,5HYÖTY+1,05LUMI (OP+100%HYÖTY+70%Lumi), missä hyötykuorma on määrävänä kuormana, saadaan suurin kuormitusyhdistelmä pilarille.

$$\begin{aligned}
 &1,15 * K_{FI} * \sum G_{k,j} + 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1} + 1,5 * K_{FI} * \sum \psi_{0,i} * Q_{k,i} \\
 N_d &= 1,15 * 1,0 * 88,83kN + 1,5 * 1,0 * 65,88kN + 1,5 * 1,0 * 0,7 * \\
 &31,82 = 234,48 kN
 \end{aligned}$$

Palkkien kytkeminen epäkeskeisesti pilarin kylkeen aiheuttaa momenttia pilarille. Momentinvarren ajatellaan siirtyvän sitä lähemmäs pilarin kylkeä, mitä lähempänä ollaan perustustasoa. Alimmassa kerroksessa epäkeskisyyden ajatellaan olevan suoraan pilarin kyljessä, eli 70mm keskilinjasta pilarin ollessa 140mm leveä. Ylempien kerroksien pistekuormat on huomioitu ilman epäkeskisyyttä. Niiden ajatellaan siirtyvän pilarin keskilinjaan alaspäin mentäessä. Kuvassa 15 on havainnollistettu pistekuormien epäkeskisyyden kulkeutumista pilarin matkalla alaspäin mentäessä.

Pilarin kummankin puolen pistekuormat on summattu yhteen ja miinustettu toisistaan. Laskennassa ajatellaan toisen puolen kumoavan osan toisen puolen momentista. Näin ollen toiselle puolella jää ainoastaan kuormaa, ja momentti lasketaan kertomalla momenttivarsi 70mm:llä.

Lisävaakavoimaa ei ole huomioitu käsinlaskennassa, mutta se on otettu huomioon RFem-laskennassa pilarille samassa suunnassa, jossa palkkien epäkeskeisestä kiinnityksestä johtuva momentti vaikuttaa.



Kuva 15. Epäkeskisyyys yksinkertaistetulla pilarilla, pilari 9.

Epäkeskisyydestä aiheutuvan momentin laskenta yhden kerroksen korkuiselle pilarille:

$$\begin{aligned}
 g_{k,op,vasen} &= 7,85kN; g_{k,hyöty,vasen} = 10,08kN \\
 g_{k,op,oikea} &= 9,19kN; g_{k,hyöty,oikea} = 12,98kN \\
 g_{d,summa,vasen} &= 7,85kN * 1,15 + 10,08kN * 1,5 = 24,1475 kN \\
 g_{d,summa,oikea} &= 9,19kN * 1,15 + 12,98kN * 1,5 = 30,0385kN \\
 g_{d,erotus} &30,0385kN - 24,1475kN = 5,891kN \\
 M_d &= 5,891 * 0,07 = 0,413kNm
 \end{aligned}$$

Pilarille käytetyt kaavat on määritelty Eurokoodi 5 -standardissa [10]. Materiaalin lujuusarvot on esitetty aikaisemmin työssä.

#### 4.1.1 MRT Nurjahdus (puristettu ja taivutettu)

$$\begin{aligned}
 N_d &= 234,48; M_d = 0,413kNm \sim 413000 Nmm; \\
 L &= 3,644m \quad b = 140mm \quad h = 180mm \quad GL30c \quad \beta_c = 0,1
 \end{aligned}$$

$$\text{Taivutusjännitys} = \sigma_{m,y,d} = \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} = \frac{6 \cdot 413000 Nmm}{0,14m \cdot 0,18m^2} = 0,544 N/mm^2$$

$$\text{Taivutuslujuus} = f_{m,y,d} = \frac{f_{m,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{30 N/mm^2 \cdot 0,8}{1,25} = 19,2 N/mm^2$$

$$\text{Puristusjännitys} = \sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{b \cdot h} = \frac{234,48kN}{0,14 \cdot 0,18} = 9,394 N/mm^2$$

$$\text{Puristuslujuus} = f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{24,5 N/mm^2 \cdot 0,8}{1,25} = 15,68 N/mm^2$$

Nurjahduspituus (Kuva 16) saadaan pilarin ollessa alapäästään nivel ja yläpäästään jäykällä kiinnityksellä:

$$l_0 = 0,7; \lambda = l_0 \cdot L = 0,7 \cdot 3,644m = 2,55m$$

$$I_Y = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{(140mm)^3 \cdot 180mm}{12} = 41160000mm^4$$

$$\text{Jäyhyys säde} = i_y = \sqrt{\frac{I_Y}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{41160000mm^4}{140mm \cdot 180mm}} = 40,42mm^2$$

$$\text{Hoikkuusluku} = \lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{2550\text{mm}}{40,42\text{mm}^2} = 63,12$$

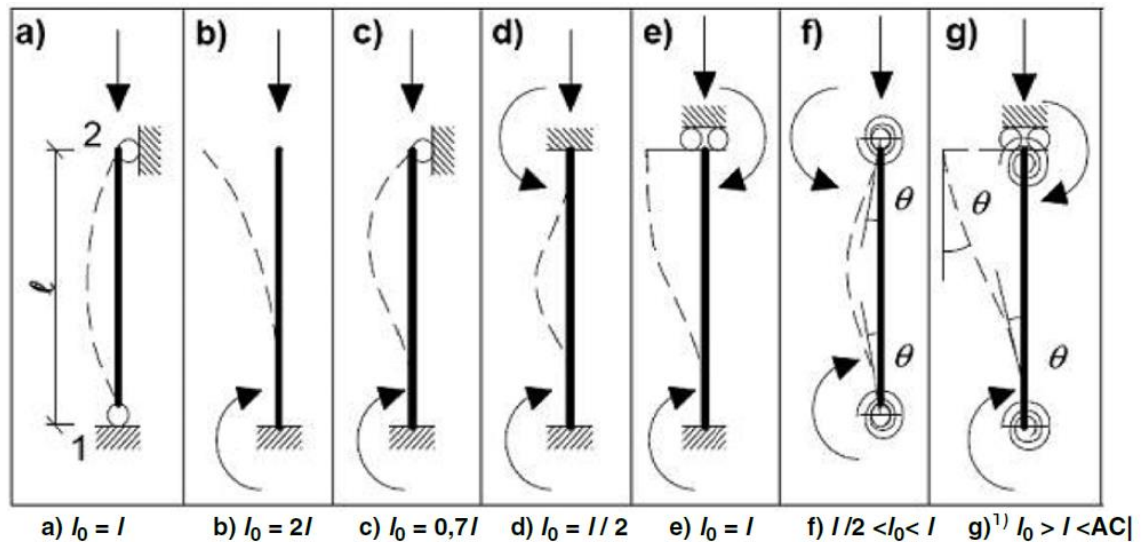
$$\text{Muunnettu hoikkuusluku} = \lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{63,12\text{mm}^2}{\pi} * \sqrt{\frac{24,5\text{N/mm}^2}{10800\text{N/mm}^2}} = 0,956$$

(17)

$$\begin{aligned} \text{K-kerroin} &= K_y = 0,5 * (1 + \beta_c * (\lambda_{rel,y} - 0,3)) + \lambda_{rel,y}^2 \\ &= 0,5 * (1 + 0,1 * (0,956 - 0,3)) + 0,956^2 = 0,99 \end{aligned}$$

$$\text{Nurjahduskerroin} = K_{c,y} = \frac{1}{K_y + \sqrt{K_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{0,99 + \sqrt{0,99^2 - 0,956^2}} = 0,80 < 1,0$$

$$\text{Käyttöaste} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,0; \frac{9,394\text{N/mm}^2}{0,8 * 15,68\text{N/mm}^2} + \frac{0,544\text{N/mm}^2}{19,2\text{N/mm}^2} = 0,78 \leq 1,0$$



Kuva 16. Nurjahduspituus [12, 65].

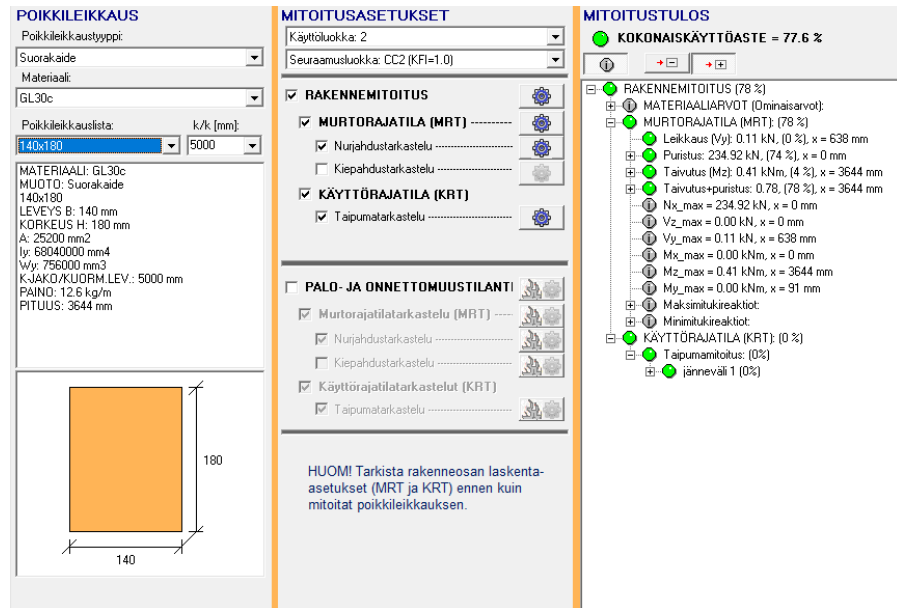
Todellisuudessa täytyisi huomioida myös koko rakennuksen siirtymätilasta aiheutuva taivutus pilareille. Tämän tarkastelun RFem ottaa huomioon kokonaisen rakennuksen tarkasteluissa.

#### 4.2.1 Pilarin Finnwood-laskenta (yksikerroksinen)

Finnwood-ohjelmassa on käytetty täysin samoja kuormia kuin käsinlaskennassa.

Finnwood ilmoittaa pilarin käyttöasteeksi 78% taivutukselle ja puristukselle.

Alla on esitetty Finnwood:lla saadut laskentatulokset:



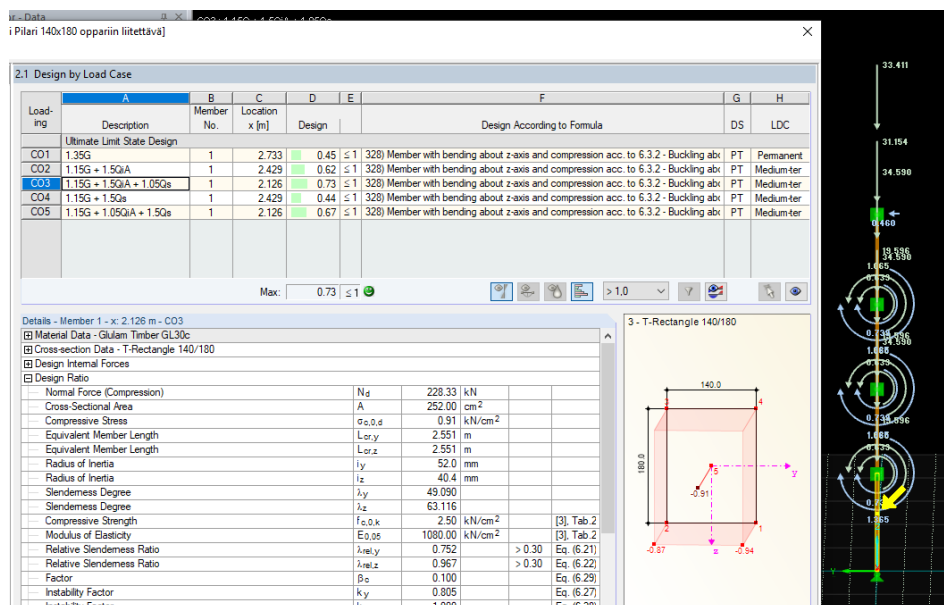
Kuva 17. Finnwood, pilarin (140x180) tulokset.

Tarkempi raportti pilarin laskennasta on liitteessä 1.

#### 4.2.1 Pilarin RFem-laskenta oikean korkuisena

Fem-laskenta ja RFem-ohjelma esitellään myöhemmin työssä. RFem:llä pilari tarkastettiin oikeassa mitassaan. RFem:ssä kuormat on pyritty asettamaan mahdollisimman realistisiksi. RFem ilmoittaa pilarin käyttöasteeksi 73%.

Alla on esitetty RFem:llä saadut laskentatulokset:



Kuva 18. RFem-laskentatulokset pilarille (140x180).

Tarkempi raportti pilarin laskennasta on liitteessä 2.

## 4.2 Palkin käsinlaskenta

Käsinlaskennalla saatu kuormitetuin palkki sijaitsee pilarivälillä 9–10.

Kuormitusyhdistelmästä 1,15OP + 1,5HYÖTY saadaan suurin murtorajatilan kuormitusyhdistelmä palkille. Käyttörajatilan kuormitetuin kuormitusyhdistelmä on OP + HYÖTY.  $\sum G_{k,j}$  sisältää palkin oman painon laskennassa.

$$1,15 * K_{FI} * \sum G_{k,j} + 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1}$$

$$P_d = 1,15 * 1,0 * 5,919kN + 1,5 * 1,0 * 3,908kN = 10,91 \text{ kN/m}$$

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1}$$

$$P_k = 5,919kN + 3,908kN = 9,827 \text{ kN/m}$$

Palkille käytetyt kaavat on määritelty Eurokoodi 5 -standardissa [10]. Materiaalin lujuusarvot on esitetty aikaisemmin työssä.

$$b(y) = 140mm; h(z) = 270mm; L = 3871mm$$

### 4.2.1 Käyttörajatilan taipuma

$$\text{Jäyhyysmomentti} = I = \frac{n*b*h^3}{12} = \frac{1*140mm*(270mm)^3}{12} = 229635000mm^4$$

$$\text{Hetkellinen taipuma (OP)} = W_{inst,op} = \frac{5}{384} * \frac{P_{k,op}*L^4}{E_{mean}*I} + \frac{3*P_{k,op}*L^2}{20*G*A} =$$

$$\frac{5}{384} * \frac{5,919kN/m*(3871mm)^4}{13000*229635000mm^4} + \frac{3*5,919kN/m*(3871mm)^2}{20*650*(140mm*270mm)} = 6,34mm$$

$$\text{Hetkellinen taipuma (HYÖTY)} = W_{inst,hyöty} = \frac{5}{384} * \frac{P_{k,hyöty}*L^4}{E_{mean}*I} + \frac{3*P_{k,hyöty}*L^2}{20*G*A}$$

$$= \frac{5}{384} * \frac{3,908kN/m*(3871mm)^4}{13000*229635000mm^4} + \frac{3*3,908kN/m*(3871mm)^2}{20*650*(140mm*270mm)} = 4,19mm$$

$$\text{Hetkellinen taipuma} = W_{inst} = W_{inst,op} + W_{inst,hyöty} = 6,34\text{mm} + 4,19\text{mm} \\ = 10,53\text{mm}$$

Sallittu hetkellinen taipuma palkille on esitetty taulukossa 14.

$$\text{Sallittu hetkellinen taipuma} = W_{inst} = \frac{L}{400} = \frac{3871}{400} = 9,67\text{mm}$$

$$\text{Käyttöaste} = \frac{W_{inst}}{W_{inst,sallittu}} \leq 1,0; \frac{10,53\text{mm}}{9,67\text{mm}} = 1,09 \geq 1,0$$

Lopullinen taipuma =

$$W_{fin} = (1 + k_{def}) * W_{inst,op} + (1 + 0,3 * k_{def}) * W_{inst,hyöty} \\ = (1 + 0,6) * 6,34\text{mm} + (1 + 0,3 * 0,6) * 4,19\text{mm} = 15,1\text{mm}$$

$$\text{Sallittu lopullinen taipuma} = W_{fin} = \frac{L}{300} = \frac{3871}{300} = 12,9\text{mm}$$

$$\text{Käyttöaste} = \frac{W_{fin}}{W_{fin,sallittu}} \leq 1,0; \frac{15,1\text{mm}}{12,9\text{mm}} = 1,17 \geq 1,0$$

Taipumaraja ylittyy palkissa ainoastaan pilarivälillä 9-10. Laskentaa jatketaan murtorajatilatarkastelulla profiililla (140x270mm), koska muilla pilariväleillä tämä koko riittää.

Todellisuudessa täytyisi huomioida myös tuulikuorman aiheuttama taipuma palkille. Tämän tarkastelun RFem ottaa huomioon kokonaisen rakennuksen tarkasteluissa.

Taulukko 14 Palkin sallittu taipuma (RIL 250-1-2017 S.98).

Rakenne	$W_{inst}^{1)}$	$W_{net,fin}^{2)}$	$W_{fin}^{3)}$
Pääkannattimet	$L/400$	$L/300$	$L/200$
Orret ja muut toisiokannattimet	-	$L/200^{5)}$	$L/150$
Rakennuksen vaakasiirtymä <sup>4)</sup>	-	$H/300$	-

<sup>1)</sup> Koskee pelkästään lattioita.

<sup>2)</sup> Koskee suoria ja esikorotettuja rakenteita, mutta ei tukipisteiden välillä kaarevia tai taitteellisia kannattimia.

<sup>3)</sup> Koskee esikorotettuja sekä tukipisteiden välillä kaarevia tai taitteellisia rakenteita  
o esimerkiksi kaaret, mahapalkit, saksiristikot, bumerangipalkit.

<sup>4)</sup> Hallirakennuksissa vaakasiirtymästä ei ole yleensä haittaa, jolloin sitä ei tarvitse tarkistaa.  
o Kerrostaloissa suositellaan vaakasiirtymän rajoittamista enintään arvoon  $H/500$  ylimmän kerroksen lattiatasolla.

<sup>5)</sup> Lattialevyn taipumaa laskettaessa kuormituksena on lyhytaikainen pistekuorma  $Q_k = 2 \text{ kN}$  ja levyn omapaino.

## 4.2.2 MRT-taivutus



$$\begin{aligned}
\text{Taivutusvastus} &= W = \frac{n \cdot b \cdot h^2}{6} = \frac{1 \cdot 140 \text{ mm} \cdot 270^2 \text{ mm}}{6} = 1701000 \text{ mm}^3 \\
\text{Maksimimomentti} &= M_d = \frac{P_d \cdot L^2}{8} = \frac{10,91 \text{ kN/m} \cdot 3,871^2 \text{ m}}{8} = 23,73 \text{ kNm} \\
\text{Taivutusjännitys} &= \sigma_{m,d} = \frac{M_{d,max}}{W} = \frac{23,73 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1701000 \text{ mm}^3} = 13,95 \text{ N/mm}^2 \\
\text{Taivutuslujuus} &= f_{m,k} = k_h \cdot f_{m,k} = \min \left( \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1}; 1,1 \right) \cdot f_{m,k} = 1,083 \cdot \\
&\quad 30 \text{ N/mm}^2 = 32,49 \text{ N/mm}^2 \\
\text{Taivutuslujuus} &= f_{m,d} = \frac{f_{m,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{32,49 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,8}{1,25} = 20,79 \text{ N/mm}^2 \\
\text{Käyttöaste} &= \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0; \frac{13,95 \text{ N/mm}^2}{20,79 \text{ N/mm}^2} = 0,67 \leq 1,0
\end{aligned}$$

#### 4.2.3 Murtorajatilan kiepahdus

Ripalaatan vasat ovat k-600-jaolla palkissa kiinni. Näin ollen palkin kiepahdus tukiväli on  $a = 600 \text{ mm}$ .

Palkin kuormitus sijaitsee palkin yläpinnassa, jolloin palkin tehollinen kiepahdus pituus on:

$$L_{ef} = a + 2 \cdot h = 600 \text{ mm} + 2 \cdot 270 \text{ mm} = 1140 \text{ mm}$$

Suorakaidepalkin kriittinen taivutusjännitys =

$$\sigma_{m,crit} = \frac{c \cdot b^2}{h \cdot L_{ef}} \cdot E_{0,05} = \frac{0,7 \cdot (140 \text{ mm})^2}{270 \text{ mm} \cdot 1140 \text{ mm}} \cdot 10800 \text{ N/mm}^2 = 481,4 \text{ N/mm}^2$$

tai RIL 205-1-2017 kaavalla 6.31[6, 83] =

$$\begin{aligned}
\sigma_{m,crit} &= \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}}}{L_{ef} \cdot W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot \frac{h \cdot b^3}{12} \cdot G_{0,05} \cdot \frac{h \cdot b^3}{3}}}{L_{ef} \cdot W_y} \\
&= \frac{\pi \cdot \sqrt{10800 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{270 \text{ mm} \cdot (140 \text{ mm})^3}{12} \cdot 540 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{270 \text{ mm} \cdot (140 \text{ mm})^3}{3}}}{1140 \text{ mm} \cdot 1701000 \text{ mm}^3} \\
&= 483,11 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

$$\text{Suhteellinen hoikkuus} = \lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{32,49 \text{ N/mm}^2}{481,4 \text{ N/mm}^2}} = 0,25979$$

Pienentyneen taivutuskestävyyden huomioon ottava  $k_{crit}$ -arvo =

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{kun } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{kun } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{kun } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$$\text{Näin ollen:} \quad k_{crit} = \lambda_{rel,m} \leq 0,75 = 0,25979 \leq 0,75 = 1$$

$$\text{Käyttöaste} = \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{k_{crit} * f_{m,d}} \leq 1,0 = \frac{13,95 \text{ N/mm}^2}{0,75 * 20,7925 \text{ N/mm}^2} = 0,67 \leq 1,0$$

#### 4.2.4 MRT-leikkaus

Palkkiin kohdistuva leikkausvoima =

$$V_{d,max} = 0,5 * P_d * L = 0,5 * 10,91 \text{ kN/m} * 3,871 \text{ m} = 24,52 \text{ kN}$$

$$\text{Leikkausjännitys} = \tau_d = \frac{1,5 * V_{d,max}}{b_{ef} * h} = \frac{1,5 * 24,52 * 10^3 \text{ N}}{140 \text{ mm} * 270 \text{ mm}} = 0,973 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Leikkauslujuus} = f_{v,d} = \frac{f_{v,k} * k_{mod}}{\gamma} = \frac{3,5 \text{ N/mm}^2 * 0,8}{1,25} = 2,24 \text{ N/mm}^2$$

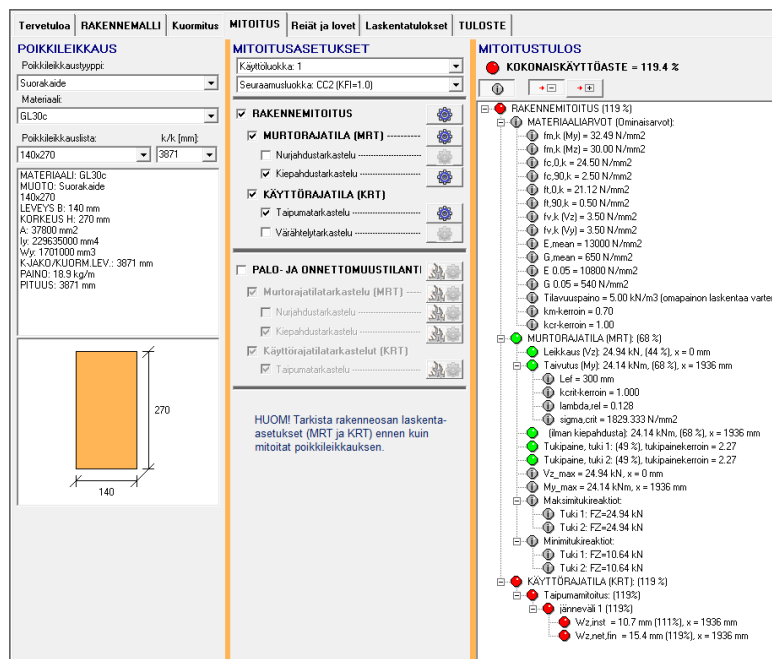
$$\text{Käyttöaste} = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1,0 = \frac{0,973 \text{ N/mm}^2}{2,24 \text{ N/mm}^2} = 0,43 \leq 1,0$$

#### 4.2.6 Palkin Finnwood-laskenta

Finnwood ohjelmassa on käytetty täysin samoja kuormia kuin käsinlaskennassa.

Finnwood antaa palkin käyttöasteeksi 119,4% KRT-taipumarajalle.

Alla on esitetty Finnwoodilla saadut laskentatulokset:



Kuva 19. Finnwood, palkin (140x270) tulokset.

Tarkempi raportti pilarin laskennasta on liitteessä 3.

#### 4.2.7 Liitossiirtymät

Naula-, pultti- ja ruuviliitoksille, eli puikkoliitoksille, voidaan määrittää siirtymäkerroin  $K_{ser}$ .

Taulukosta 15 saadaan leikkaustasoa ja liitintä kohden  $K_{ser}$  -arvo, jossa  $\rho_m$  on puun keskimääräinen tiheys ja  $d$  on liittimen paksuus. [6, 97.]

Taulukko 15. Siirtymäkertoimen  $K_{ser}$  arvot puikkoliittimille [ $N/mm$ ] [6, 97].

Liitintyyppi	$K_{ser}$
Tappivaarnat Pultit <sup>a</sup> Ruuvit Naulat, kun puuhun esiporataan reikä	$\rho_m^{1,5} d/23$
Naulat ilman esiporausta	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/30$

<sup>a</sup> Reiän välys on lisättävä pulttiliitoksen siirtymään.

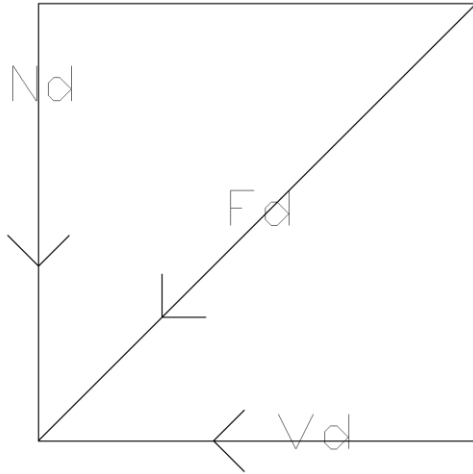
Murtorajatilassa siirtymäkertoimen  $K_{ser}$  arvoa pienennetään varmuuskertoimella  $\frac{2}{3}$ .

#### 4.2.8 Palkin liitos mastoseinään

Palkin liitokseen kohdistuu vaakasuuntainen kuorma tuulikuormasta  $V_d$  ja pystysuuntainen kuorma  $N_d$  rakenteiden omasta painosta, hyötykuormasta ja lumi-kuormasta. Laskentaa varten täytyy laskea  $V_d$  ja  $N_d$  -kuormat yhdistettynä summavektorina  $F_d$ . Kuvassa 20 on havainnollistettu ideaa. Kuorman  $F_d$  selvitettyä ruuvitarve on laskettu Wurthin assy -ruuvienmitoitushjelmalla.

Yhdistetty kuorma voidaan laskea geometriaa käyttämällä, missä:

$$F_d = \sqrt{N_d^2 + V_d^2}$$



Kuva 20.  $F_d = \sqrt{N_d^2 + V_d^2}$ .

Työn laskennassa tarkasteluun on otettu mastoseinän 1 ja mastoseinän 2 alimmat palkit.

### Mastoseinä 1.

Kuormat:

$$g_{k,op} = 25,07kN, q_{k,hyöty} = 33,84kN, g_{k,tuuli} = 43,37kN$$

Hyötykuorma määräävänä kuormana (keskipitkä aikaluokka):

$$1,15 * K_{FI} * \sum G_{k,j} + 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1} + 1,5 * K_{FI} * \sum \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$$N_d = 1,15 * 1 * 25,07kN + 1,5 * 1,0 * 33,84kN = 79,6kN$$

$$V_d = 1,5 * 1,0 * 0,6 * 43,37kN = 39kN$$

$$F_d = \sqrt{(79,6kN)^2 + (39kN)^2} = 88,65kN$$

Tuulikuorma määräävänä kuormana (hetkellinen aikaluokka):

$$1,15 * K_{FI} * \sum G_{k,j} + 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1} + 1,5 * K_{FI} * \sum \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$$N_d = 1,15 * 1 * 25,07kN + 1,5 * 1,0 * 0,6 * 33,84kN = 64,35kN$$

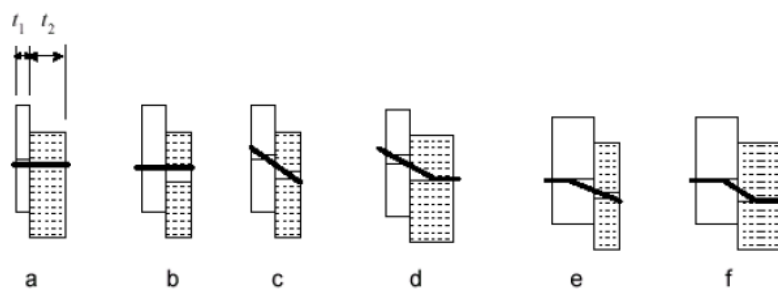
$$V_d = 1,5 * 1,0 * 43,37kN = 65kN$$

$$F_d = \sqrt{(65,35kN)^2 + (65kN)^2} = 91,52kN$$

Näin ollen tuulikuorma on suurin rasittava kuorma (hetkellinen aikaluokka), mutta hyötykuorman (keskipitkä aikaluokka) ollessa lähellä tuulikuormaa käytetään laskennassa keskipitkää aikaluokkaa. Wurthin assy -ruuvienmitoitushjelmaan laitetaan asetuksiksi yksileikkeinen liitos, jossa on 200mm paksu LVL-mastoseinä ja 140mm paksu liimapuupalkki. Liimapuupalkkiin tehdään esiporatut reiät. Mitoitusohjelmaan leikkausvoima pienennetään  $2kN$ :iin. Tällöin tapauksessa tutkitaan paljonko yksi liitin kestää leikkausvoimaa ko. tapauksessa. Tämän jälkeen ohjelma antaa erilaisia ruuvivaihtoehtoja, joista valitaan ruuvi Assy plus 8,0x200/81 uppokannalla. Ruuvien leikkausvoimakestävyys (Keskipitkä aikaluokka) on  $F_{v, RD} = 2,94 kN$ .

Tuulikuorman ajatellaan jakaantuvan tasaisesti jokaiselle ruuville palkin matkalla. Tällöin ruuvien täytyy toimia joustavana leikkausvoimaa vastaan eli ruuvien kapasiteetti loppuu ennen puun kapasiteettia. Ruuvien ja puun kapasiteetti voidaan varmistaa Wurthin assy -ruuvienmitoitushjelman laskentaraaportista, josta voidaan katsoa liitoksen mitoittava tapaus.

Kuvassa 21 on esitetty yksileikkeisen liitoksen liittimen ja puun murtumistavat. A-c edustaa puun kapasiteetin loppumista ja d-f edustaa ruuvien kapasiteetin loppumista.



Kuva 21 Yksileikkeisen puuliitoksen murtumistavat [11, 56].

Tällöin voidaan laskea vaadittava ruuvimäärä liitokseen:

$$n = \frac{91,52kN}{2,94kN} = 32 \text{ ruuvia}$$

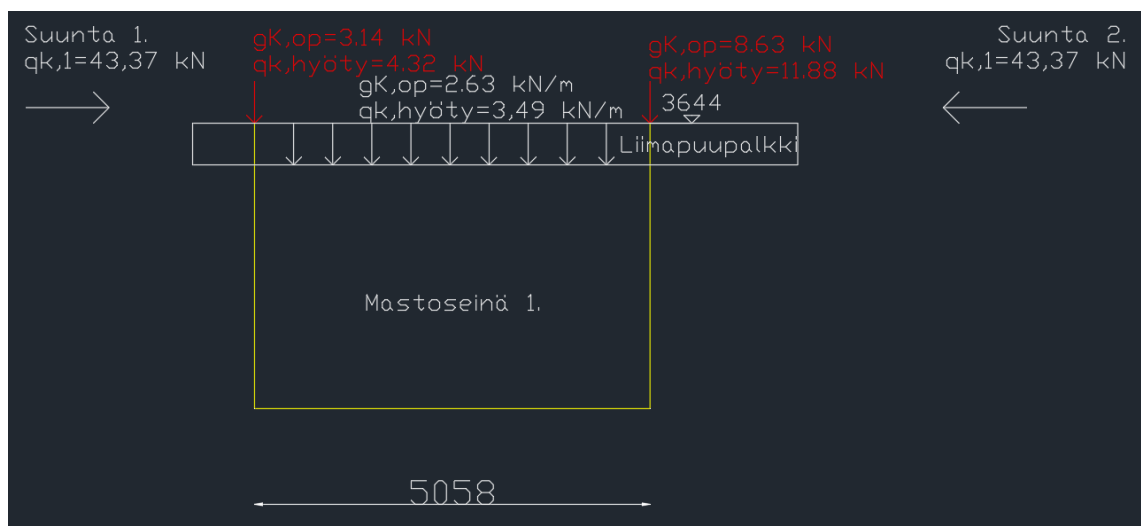
Tehollinen ruuvi määrä [11, 73]:

$$N_{ef} = n^{0,9}$$

$$N_{ef} = 50^{0,9} \approx 33 \text{ ruuvia}$$

Tuloksena on 50 kappaletta Würth wood screws ASSY plus 8,0x200/81 -uppo-kantaruuvia.

Mastoseinässä 1 kiinni olevat palkit on ajateltu toimivan molemmista päistään ulokkeina. Puolet "ulokepalkin" pystykuormituksesta ajatellaan tulevan mastoseinälle ja puolet pilarille. Tällöin mastoseinän reuna-alueille on sijoitettava enemmän ruuveja. Kuvassa 22 on havainnollistettu ajatusta palkkien toiminnasta. Liitteessä 4 on mitoitusohjelman raportti liitoksesta.



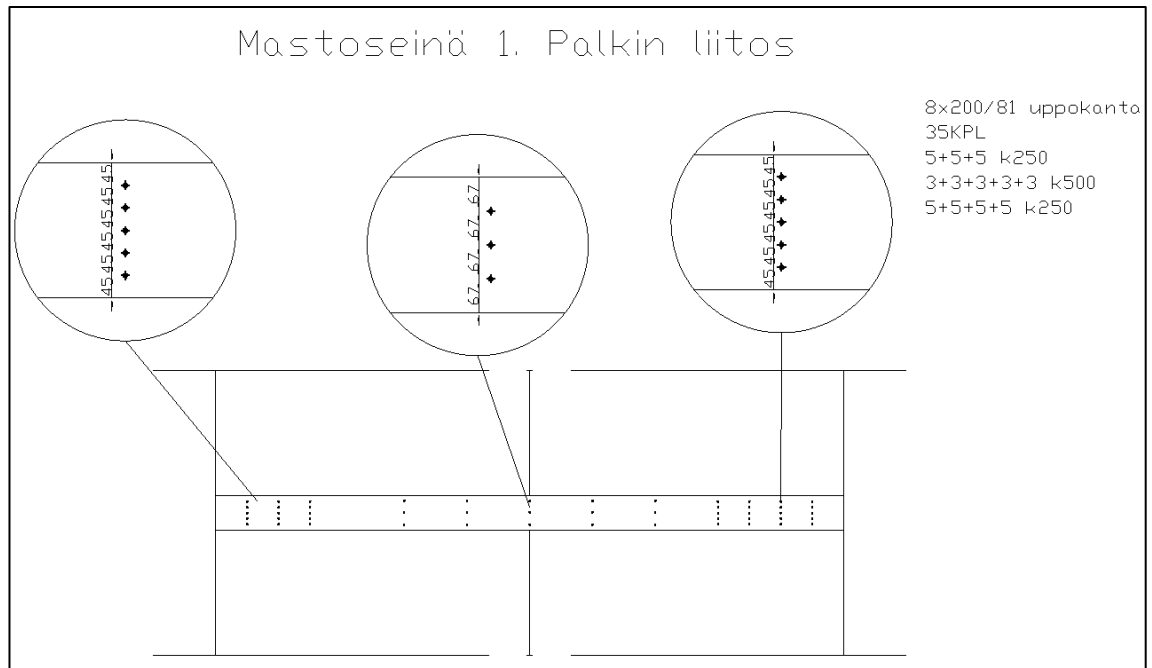
Kuva 22. Liimapuupalkki ja mastoseinä.

$$\text{Vasen puoli} = N_d = 1,15 * 1 * 3,14 \text{ kN} + 1,5 * 1,0 * 0,6 * 4,32 \text{ kN} = 7,5 \text{ kN}$$

$$\text{Oikea puoli} = N_d = 1,15 * 1 * 8,63 \text{ kN} + 1,5 * 1,0 * 0,6 * 11,88 \text{ kN} = 20,6 \text{ kN}$$

$$\text{Keskialue} = P_d = 1,15 * 1 * 2,63 \text{ kN} + 1,5 * 1,0 * 0,6 * 3,49 \text{ kN} = 6,2 \text{ kN/m}$$

Laskennoista voidaan päätellä, että 50 ruuvia sijoitetaan kuvan 23 mukaisesti.



Kuva 23 Mastoseinän 1 palkkien liitoskuva.

## Mastoseinä 2

Mastoseinän 2 liitoksen toiminta menee samalla tavalla kuin mastoseinän 1. Ainoana erona liitoksessa on, että mastoseinän 2 palkit eivät toimi ulokkeena ja ovat vain mastoseinän levyisiä.

Kuormat:

$$g_{k,op} = 41,85kN, q_{k,hyöty} = 31,12kN, g_{k,tuuli} = 29,59kN$$

Hyötykuorma määräävänä kuormana (keskipitkä aikaluokka):

$$1,15 * K_{FI} * \sum G_{k,j} + 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1} + 1,5 * K_{FI} * \sum \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$$N_d = 1,15 * 0,1 * 41,85kN + 1,5 * 1,0 * 31,12kN = 94,8kN$$

$$V_d = 1,5 * 1,0 * 0,6 * 29,59kN = 26,63kN$$

$$F_d = \sqrt{(94,8kN)^2 + (26,63kN)^2} = 98,5kN$$

Tuulikuorma määräävänä kuormana (hetkellinen aikaluokka):

$$1,15 * K_{FI} * \sum G_{k,j} + 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1} + 1,5 * K_{FI} * \sum \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

$$N_d = 1,15 * 1,0 * 41,85kN + 1,5 * 1,0 * 0,6 * 31,12kN = 80,8kN$$

$$V_d = 1,5 * 1,0 * 29,59kN = 44,4kN$$

$$F_d = \sqrt{(80,8kN)^2 + (44,4kN)^2} = 92,2kN$$

Näin ollen hyötykuorma on suurin rasittava kuorma. Wurth assy -ruuvienmitoitus-ohjelmaan valitaan Assy plus 8,0x200/81 uppokantaruuvi. Leikkausvoimakkestävyys (keskipitkä aikaluokka) on  $F_{v,RD} = 3,21 \text{ kN}$ . Tällöin voidaan laskea vaadittava ruuvimäärä liitokseen:

Tällöin voidaan laskea vaadittava ruuvimäärä liitokseen:

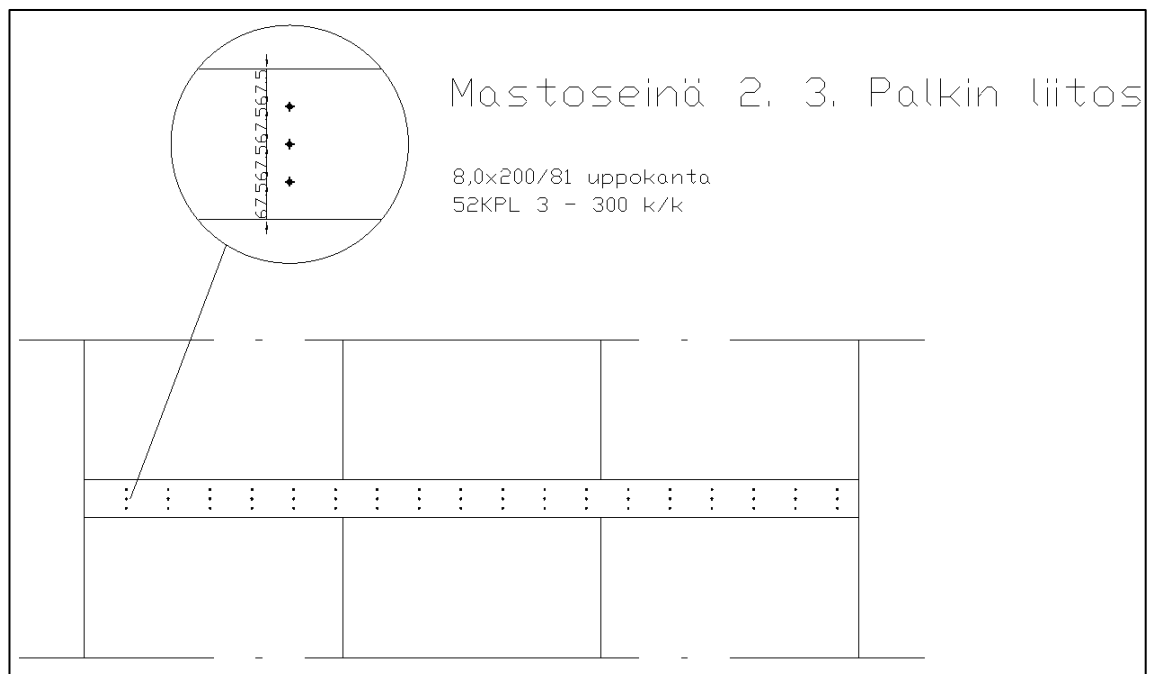
$$n = \frac{98,5 \text{ kN}}{2,94 \text{ kN}} = 34 \text{ ruuvia}$$

Tehollinen ruuvi määrä [11, 73]:

$$N_{ef} = n^{0,9}$$

$$N_{ef} = 54^{0,9} \approx 36 \text{ ruuvia}$$

Tuloksena on 52 kappaletta Würth wood screws ASSY plus 8,0x200/81 -uppokantaruuvia.



Kuva 24. Mastoseinän 2 palkkien liitoskuva.

Liitossiirtymä  $K_{ser}$ :



$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} * d^{0,8}}{30}$$

$$K_{ser} = \frac{510g/mm^{3^{1,5}} * 8mm^{0,8}}{30} = 2026,311 N/mm$$

$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = K_{ser} * \frac{1000}{k_{jako}} * rivit * MRT$$

$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = \frac{2026,311N/mm * \frac{1000mm}{300mm} * 3 * \frac{2}{3}}{1000mm} = 13,5N/mm^2 = 13500kN/m^2$$

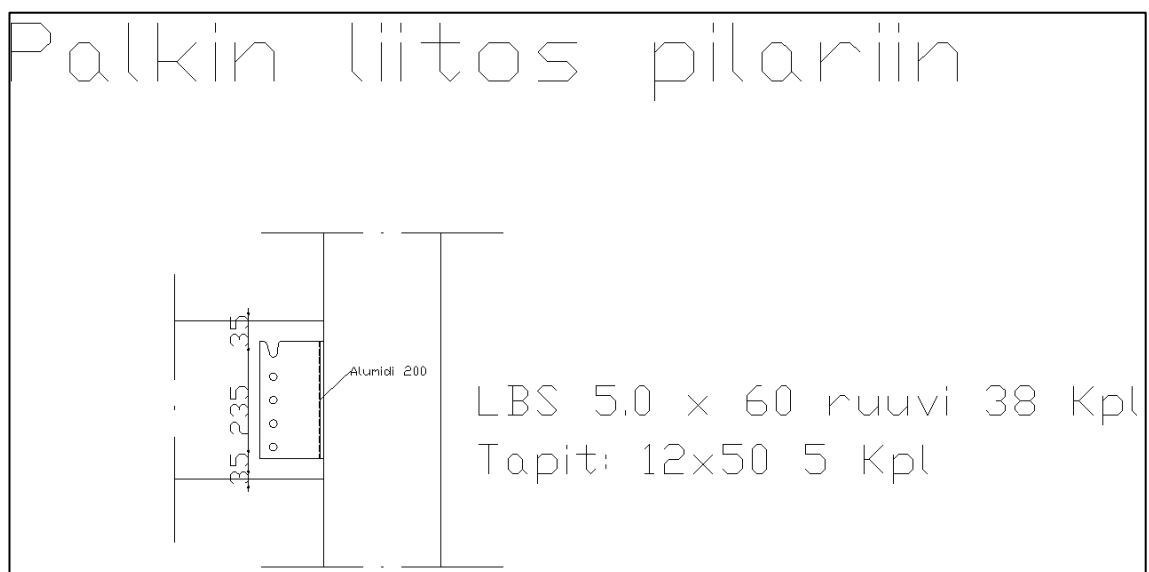
#### 4.2.9 Palkin liitos pilariin

Pilarin ja palkin liitos on suunniteltu Alumidi-liitososalla. Alumidi on Rothoblaasin tekemä liitososa, jolla voidaan tehdä liitoksesta piilokonsoli. Alumidi osat ovat jo tehtaalla asennettuna pilariin ja palkkiin kiinni. Tämä mahdollistaa nopean ka-  
sauksen työmaalla. [18]

Alumidi 200 -osa on mitoitettu Rothoblaasin myproject -mitoitusohjelmalla vain leikkaavalle pystykuormalle [19].

$$\text{Palkin tukireaktio} = T_{d,max} = 0,5 * P_d * L = 0,5 * 10,91 kN/m * 3,871m = 24,52kN$$

Liitteessä 6 on Alumidi 200 -liitososan myproject-laskenta.



Kuva 25. Palkin liitos pilariin (Alumidi 200).

### 4.3 Mastoseinä

Tässä osiossa on laskettu mastoseinän ankkuroitavat voimat. RFem-osiossa on tarkasteltu mastoseinän kestävyys.

#### 4.3.1 Ankkuroitavat voimat

Mastoseiniin kohdistuvat noste on ankkuroitu perustukseen Rothoblaasin WHT XXL -kulmalevyillä ja erikseen suunnitelluilla teräsosilla. WHT XXL ovat Rothoblaasin kestävimpiä ja suurimpia puurakenteiden ankkurointiosia [17]. Liitteessä 8 on esitetty ankkurointiosan tiedot tarkemmin.

Ankkuroitavan voiman selvittämiseksi täytyy laskea mastoseinän kaatavan- ja stabiloivan momentin erotus.

Kuvassa 26 on esitetty teoria, kuinka mastoseinän ankkuroitava voima saadaan laskettua.

Tasapainoehtona kappaleelle on:

$$F_{d,ankkuri} * L = Q_d * h - 0,9 * N_k * \frac{L}{2} = 0$$

Missä,

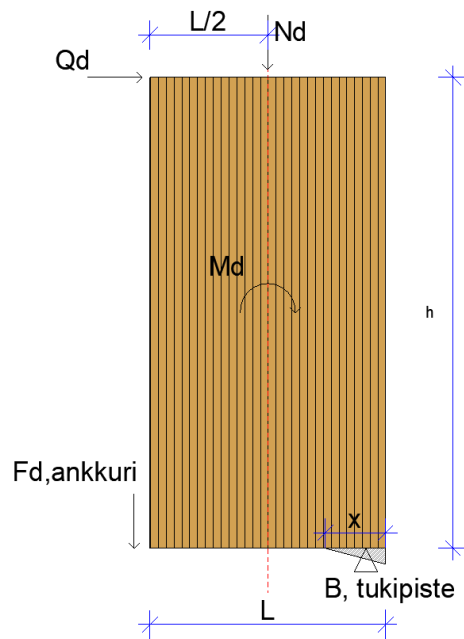
$F_{d,ankkuri}$  = Ankkuroitava voima

$L$  = Mastoseinän leveys

$Q_d$  = Kaatava vaakakuorma

$h$  = Mastoseinän korkeus

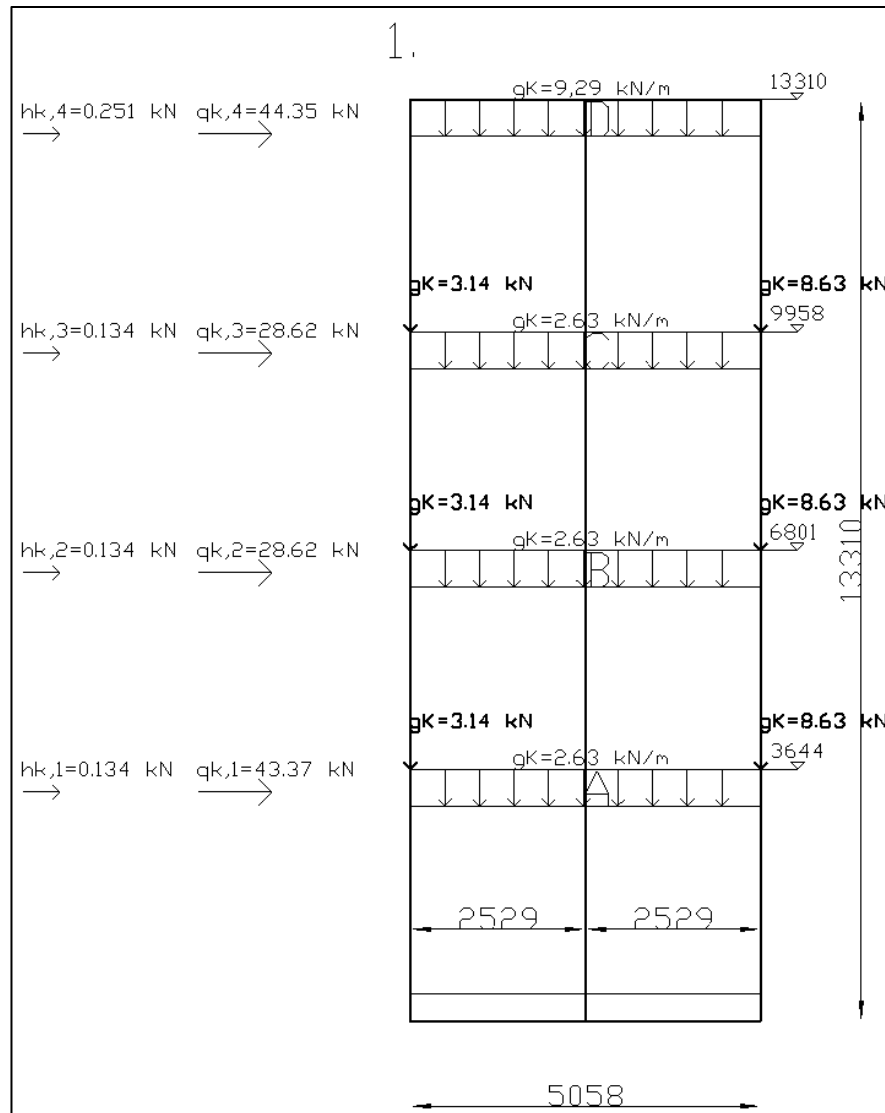
$N_k$  = Resultantti mastoseinän pystykuormista



Kuva 26. Mastoseinän ankkurointivoiman laskentaperiaate.

### Mastoseinä 1

Mastoseinään kohdistuvat kuormat on esitetty kuvassa 27.



Kuva 27. Mastoseinän 1 kuormat.

Tuulikuorma per kerros varmuuskertoimella 1,5:

$$Q_d = 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1}$$

$$Q_{d,1} = 1,5 * 1,0 * 43,37kN = 65,1kN$$

$$Q_{d,2} = 1,5 * 1,0 * 28,62kN = 42,94kN$$

$$Q_{d,3} = 1,5 * 1,0 * 28,62kN = 42,94kN$$

$$Q_{d,4} = 1,5 * 1,0 * 44,35kN = 66,52kN$$

Stabiloiva pystykuorma omasta painosta, jota on pienennetty varmuuskertoimella 0,9:

Mastoseinän omapaino:

$$g_{k,mastoseinä} = (0,2 * 5,058 * 13,310)m^3 * 5,1kN/m^3 = 68,7kN$$

Mastoseinälle haetaan suurinta ankkuroitavaa voimaa, joten oikean puolen suurempi pistekuorma jätetään pois ja käytetään vain vasemman puolen pistekuormaa:

$$N_{k,vas\ pistekuorma} = 3,14kN * 3 = 9,42kN$$

Viivakuorman muuttaminen pistekuormaksi:

$$N_k = (2,63\ kN/m * 3 + 9,29\ kN/m) * 5,058 = 86,9kN$$

Stabiloiva pystykuorma:

$$N_d = \sum G_{k,j} * 0,9 * K_{FI}$$

$$N_d = (9,42kN + 86,9kN + 68,7kN) * 0,9 * 1,0 = 148,5kN$$

Stabiloiva momentti:

$$M_{d,stab} = N_d * \frac{L}{2}$$

$$M_{d,stab} = 148,5kN * \frac{5,058m}{2} = 375,9kNm$$

Kaatava momentti mastoseinälle:

$$M_{d,1} = h * (Q_d + h_k)$$

$$M_{d,1} = 3,644 * (61,1kN + 0,134kN) = 237,6kNm$$

$$M_{d,2} = 6,801 * (42,94kN + 0,134kN) = 292,9kNm$$

$$M_{d,3} = 9,958 * (42,94kN + 0,134kN) = 428,9kNm$$

$$M_{d,4} = 13,31 * (66,52kN + 0,251kN) = 889,4kNm$$

$$\sum M_d = 237,6 + 292,9 + 428,9 + 889,4kNm = 1848,4kNm$$

Vähennetään stabiloiva momentti kaataavasta momentista, jolloin saadaan lopullinen kaatava momentti mastoseinälle:

$$M_{d,ankkuri} = 1848,4kNm - 375,9kNm = 1472,5kNm$$

Mastoseinän sisäinen momenttivarsi määritetään puristetun pinnan painopisteestä, eli tässä tapauksessa ankkuroitavan pisteen painopisteestä. Puristuspinnan oletetaan olevan kolmiomainen, ja silloin painopiste sijaitsee kolmion kannan kolmannespisteessä  $\frac{x}{3}$ .

$$x = \frac{\frac{\sum M_d}{(L - \frac{x}{3})} + \frac{N_d * \frac{L}{2}}{L - \frac{x}{3}}}{0,5 * f_{c,0,d} * t_{ef}}$$

Missä,

$N_d$  = Stabiloiva pystykuorma

$L$  = Mastoseinän leveys

$f_{c,0,d}$  = Kerto –  $Q$  puristuslujuus ( $\frac{1,1*26}{1,25} = 23 \text{ N/mm}^2$ )

$t_{ef}$  = Pystysuuntaa kantavien viilujen paksuus

$$x = \frac{\frac{1848,4 * 10^6 \text{ Nmm}}{(5058\text{mm} - \frac{x}{3})} + \frac{148,5 * 10^3 \text{ N} * \frac{5058\text{mm}}{2}}{5058\text{mm} - \frac{x}{3}}}{0,5 * 23 \text{ N/mm}^2 * 51 * 3\text{mm}} = 249\text{mm}$$

Ankkuroinnin tarve:

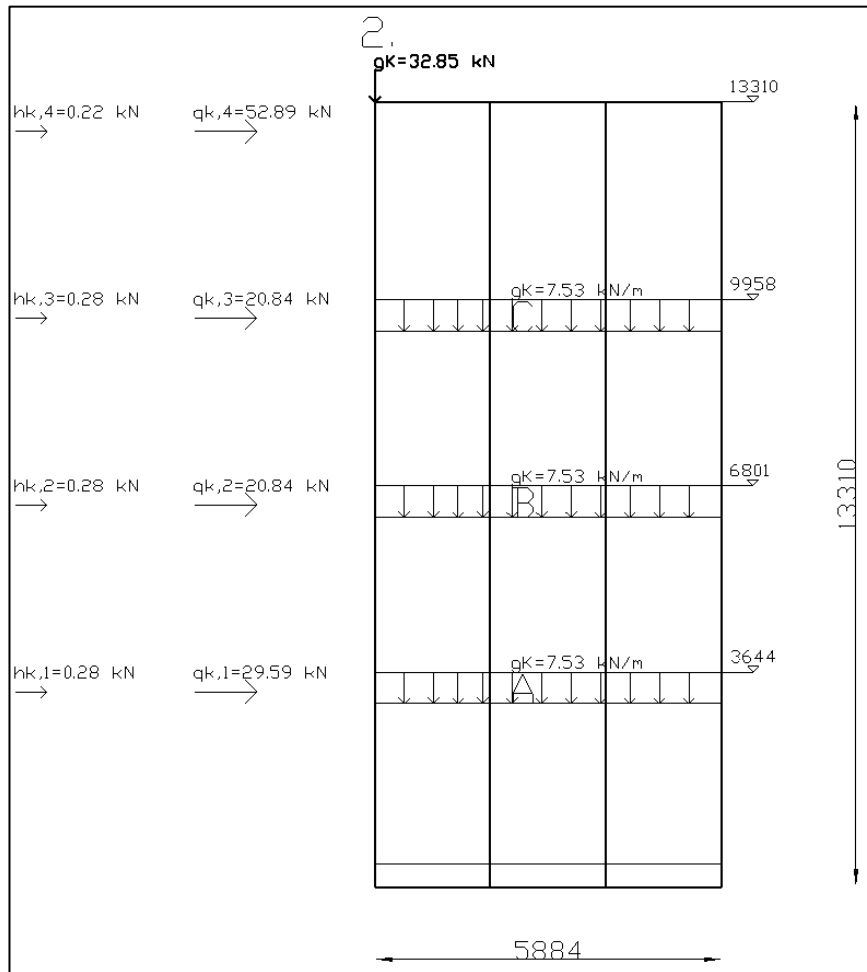
$$F_{d,ankkuri} = \frac{M_{d,ankkuri}}{L\text{-etäisyys ankkurin reunasta}-x}$$

$$F_{d,ankkuri} = \frac{1472,5\text{kNm}}{5,058\text{m}-0,23\text{m}-0,249\text{m}} = 321,6\text{kN}$$

WHT740-liitososat eivät kestä laskettua ankkuroitavaa kuormaa. Ankkurointiin voidaan suunnitella teräsosa, joka kestää ankkuroitavan kuorman.

## Mastoseinä 2

Mastoseinään kohdistuvat kuormat on esitetty kuvassa 28.



Kuva 28. Mastoseinä 2 kuormat.

Tuulikuorma per kerros varmuuskertoimella 1,5:

$$Q_d = 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1}$$

$$Q_{d,1} = 1,5 * 1,0 * 29,59 \text{ kN} = 44,4 \text{ kN}$$

$$Q_{d,2} = 1,5 * 1,0 * 20,84 \text{ kN} = 31,3 \text{ kN}$$

$$Q_{d,3} = 1,5 * 1,0 * 20,84 \text{ kN} = 31,3 \text{ kN}$$

$$Q_{d,4} = 1,5 * 1,0 * 52,89 \text{ kN} = 79,4 \text{ kN}$$

Stabiloiva pystykuorma omasta painosta, jota on pienennetty varmuuskertoimella 0,9:

Mastoseinän omapaino:

$$g_{k,mastoseinä} = (0,2 * 5,884 * 13,310)m^3 * 5,1kN/m^3 = 79,9kN$$

Mastoseinälle haetaan suurinta ankkuroitavaa voimaa, joten vasemman puolen pistekuorma jätetään pois, koska se vaikuttaa vain mastoseinän toisessa päässä:

Viivakuorman muuttaminen pistekuormaksi:

$$N_k = (7,53 kN/m * 3 * 5,884) = 132,9kN$$

Stabiloiva pystykuorma:

$$N_d = \sum G_{k,j} * 0,9 * K_{FI}$$

$$N_d = (132,9 + 79,9kN) * 0,9 * 1,0 = 191,5kN$$

Stabiloiva momentti:

$$M_{d,stab} = N_d * \frac{L}{2}$$

$$M_{d,stab} = 191,5kN * \frac{5,884m}{2} = 556,6kNm$$

Kaatava momentti mastoseinälle:

$$M_{d,1} = h * (Q_d + h_k)$$

$$M_{d,1} = 3,644 * (44,4kN + 0,28kN) = 162,8kNm$$

$$M_{d,2} = 6,801 * (31,3kN + 0,28kN) = 214,5kNm$$

$$M_{d,3} = 9,958 * (31,3kN + 0,28kN) = 314kNm$$

$$M_{d,4} = 13,31 * (79,4kN + 0,22kN) = 1059,1kNm$$

$$\sum M_d = 162,8 + 214,5 + 314 + 1059,1kNm = 1750,4kNm$$

Vähennetään stabiloiva momentti kaatavasta momentista, jolloin saadaan lopullinen kaatava momentti mastoseinälle:

$$M_{d,ankkuri} = 1750,4kNm - 556,6kNm = 1193,8kNm$$

Puristuspinnan vähennys:



$$x = \frac{\frac{\sum M_d}{(L - \frac{x}{3})} + \frac{N_d * \frac{L}{2}}{L - \frac{x}{3}}}{0,5 * f_{c,0,d} * t_{ef}}$$

$$x = \frac{\frac{1750,4 * 10^6 Nmm}{(5884mm - \frac{x}{3})} + \frac{191,5 * 10^3 N * \frac{5884mm}{2}}{5884mm - \frac{x}{3}}}{0,5 * 23 N/mm^2 * 51 * 3mm} = 221mm$$

Ankkuroinnin tarve:

$$F_{d,ankkuri} = \frac{M_{d,ankkuri}}{L-etäisyys ankkurin reunasta-x}$$

$$F_{d,ankkuri} = \frac{1193,8kNm}{5,884m-0,23m-0,221m} = 219,7kN$$

WHT740-osan mitoitus:

Valitaan 4,0x60-nauloja 75 kappaletta.

Ankkuroitava tuulikuorma jaetaan kahdella, koska osa tulee molemmille puolille mastoseinää:

$$F_{d,ankkuri\ 1/2} = \frac{219,7}{2} = 109,9kN$$

Puun kestävyys liitoksessa:

$$R_{d,min,puu} = \frac{R_{k,puu} * K_{mod}}{Y_m} = \frac{144,8kN * 1,1}{1,25} = 127,43kN$$

Teräksen kestävyys liitoksessa:

$$R_{d,min,teräs} = \frac{R_{k,teräs}}{Y_{m2}} = \frac{158,6kN}{1,25} = 126,88kN$$

Puun käyttöaste:  $\frac{F_{d,ankkuri\ 1/2}}{R_{d,min,teräs}} \leq 1,0 = \frac{109,4kN}{127,43kN} = 0,86$

Teräksen käyttöaste:  $\frac{F_{d,ankkuri\ 1/2}}{R_{d,min,teräs}} \leq 1,0 = \frac{109,4kN}{126,88kN} = 0,86$

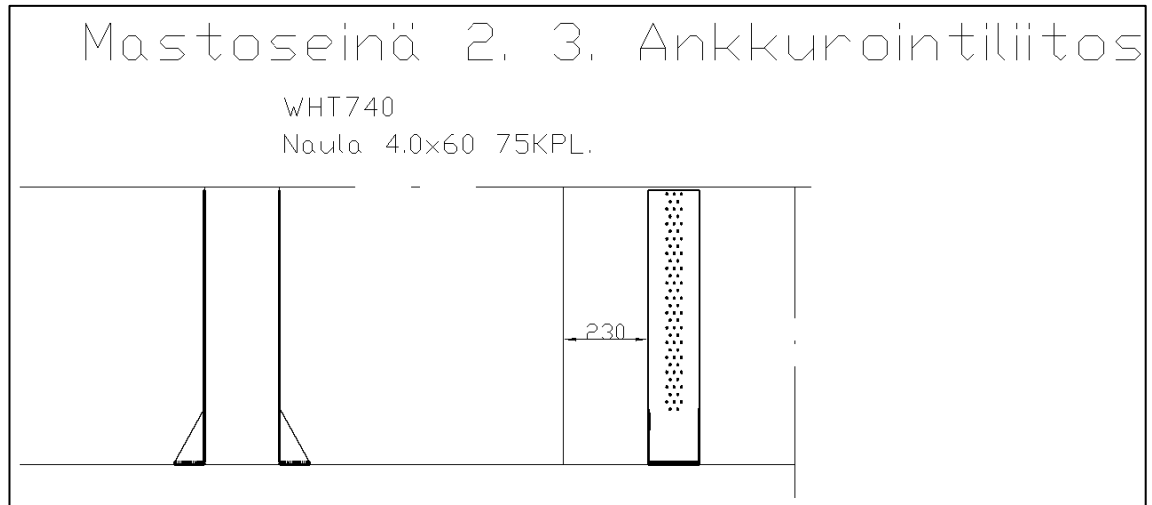
Liitossiirtymä  $K_{ser}$ :

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} * d^{0,8}}{30}$$

$$K_{ser} = \frac{510g/mm^{3^{1,5}} * 4mm^{0,8}}{30} = 1163,8 N/mm$$

$$K_{ser,MRT} = K_{ser} * 2osaa * kpl * MRT$$

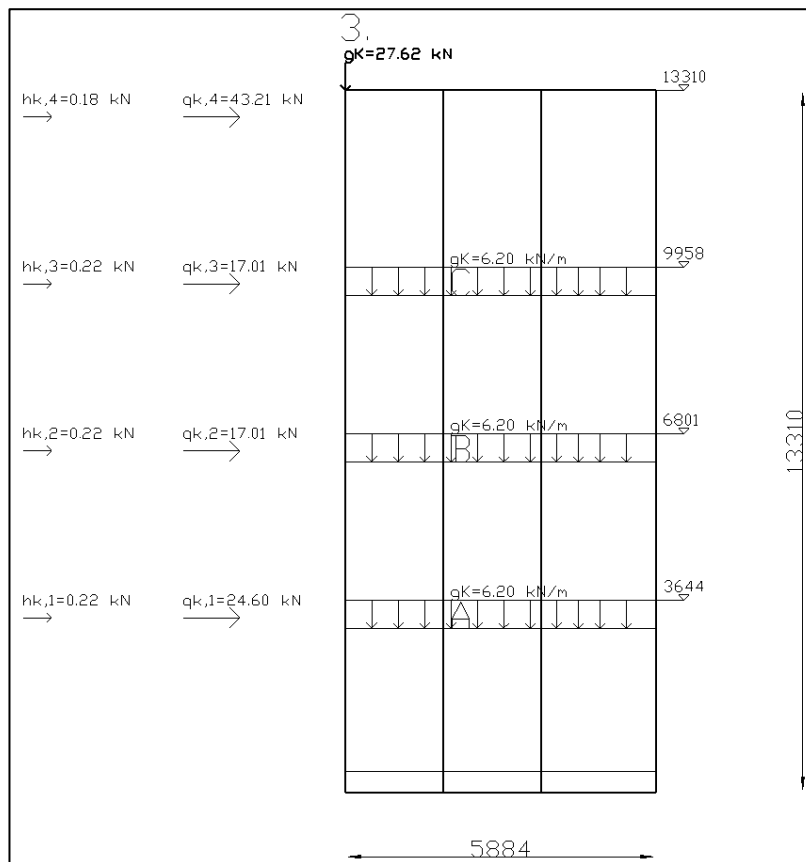
$$K_{ser,MRT} = 1163,8 \text{ N/mm} * 2 * 75 * \frac{2}{3} = 116381 \text{ N/mm}$$



Kuva 29. Mastoseinien 2 ja 3 liitos perustukseen.

### Mastoseinä 3

Mastoseinään kohdistuvat kuormat on esitetty kuvassa 30.



Kuva 30. Mastoseinän 3 kuormat.

Tuulikuorma per kerros varmuuskertoimella 1,5:

$$Q_d = 1,5 * K_{FI} * Q_{k,1}$$

$$Q_{d,1} = 1,5 * 1,0 * 24,60kN = 36,9kN$$

$$Q_{d,2} = 1,5 * 1,0 * 17,01kN = 25,6kN$$

$$Q_{d,3} = 1,5 * 1,0 * 17,01kN = 25,6kN$$

$$Q_{d,4} = 1,5 * 1,0 * 43,21kN = 65,9kN$$

Stabiloiva pystykuorma omasta painosta, jota on pienennetty varmuuskertoimella 0,9:

Mastoseinän omapaino:

$$g_{k,mastoseinä} = (0,2 * 5,884 * 13,310)m^3 * 5,1kN/m^3 = 79,9kN$$

Mastoseinälle haetaan suurinta ankkuroitavaa voimaa, joten vasemman puolen pistekuorma jätetään pois, koska se vaikuttaa vain mastoseinän toisessa päässä:

Viivakuorman muuttaminen pistekuormaksi:

$$N_k = (6,20 kN/m * 3 * 5,884) = 109,4kN$$

Stabiloiva pystykuorma:

$$N_d = \sum G_{k,j} * 0,9 * K_{FI}$$

$$N_d = (109,4 + 79,9kN) * 0,9 * 1,0 = 170,4kN$$

Stabiloiva momentti:

$$M_{d,stab} = N_d * \frac{L}{2}$$

$$M_{d,stab} = 170,4kN * \frac{5,884m}{2} = 489,6kNm$$

Kaatava momentti mastoseinälle:

$$M_{d,1} = h * (Q_d + h_k)$$

$$M_{d,1} = 3,644 * (36,9kN + 0,22kN) = 135,3kNm$$

$$M_{d,2} = 6,801 * (25,6kN + 0,22kN) = 175kNm$$

$$M_{d,3} = 9,958 * (25,6kN + 0,22kN) = 256,3kNm$$

$$M_{d,4} = 13,31 * (65,9kN + 0,18kN) = 865,5kNm$$

$$\Sigma M_d = 135,3 + 175 + 256,3 + 865,5kNm = 1432kNm$$

Vähennetään stabiloiva momentti kaatavasta momentista, jolloin saadaan lopullinen kaatava momentti mastoseinälle:

$$M_{d,ankkuri} = 1432kNm - 489,6kNm = 942,4kNm$$

Puristuspinnan vähennys:

$$x = \frac{\frac{\Sigma M_d}{(L - \frac{x}{3})} + \frac{N_d * \frac{L}{2}}{L - \frac{x}{3}}}{0,5 * f_{c,0,d} * t_{ef}}$$

$$x = \frac{\frac{1432 * 10^6 Nmm}{(5884mm - \frac{x}{3})} + \frac{170,4 * 10^3 N * \frac{5884mm}{2}}{5884mm - \frac{x}{3}}}{0,5 * 23 N/mm^2 * 51 * 3mm} = 185mm$$

Ankkuroinnin tarve:

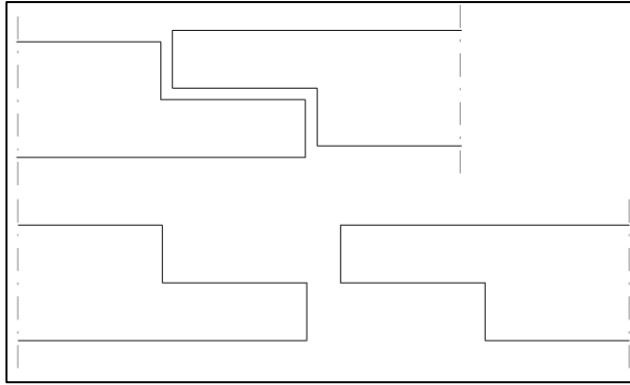
$$F_{d,ankkuri} = \frac{M_{d,ankkuri}}{L-etäisyys ankkurin reunasta-x}$$

$$F_{d,ankkuri} = \frac{1432kNm}{5,884m-0,23m-0,185m} = 172,3kN$$

Mastoseinä 3 ankkuroidaan samoilla osilla, kuin mastoseinä 2.

#### 4.3.2 Mastoseinän lapaliitos

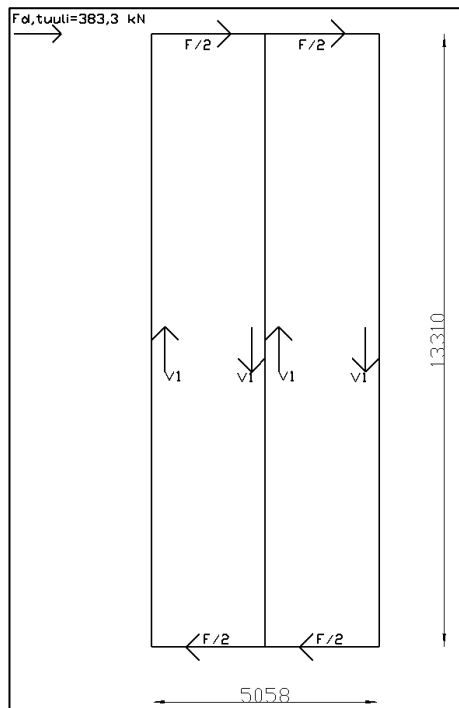
LVL-materiaali voidaan valmistaa enintään 2-metriä leveänä kaistana, joten mastoseinät täytyy koota useammasta LVL-kappaleesta. Mastoseinän palaset kytetään toisiinsa kiinni lapaliitoksella. Lapaliitoksen läpi porataan ruuvit, mikä estää liitoksen leikkaantumisen. Kuvassa 31 on havainnollistettu lapaliitos.



Kuva 31. Lapaliitoksen periaatekuva.

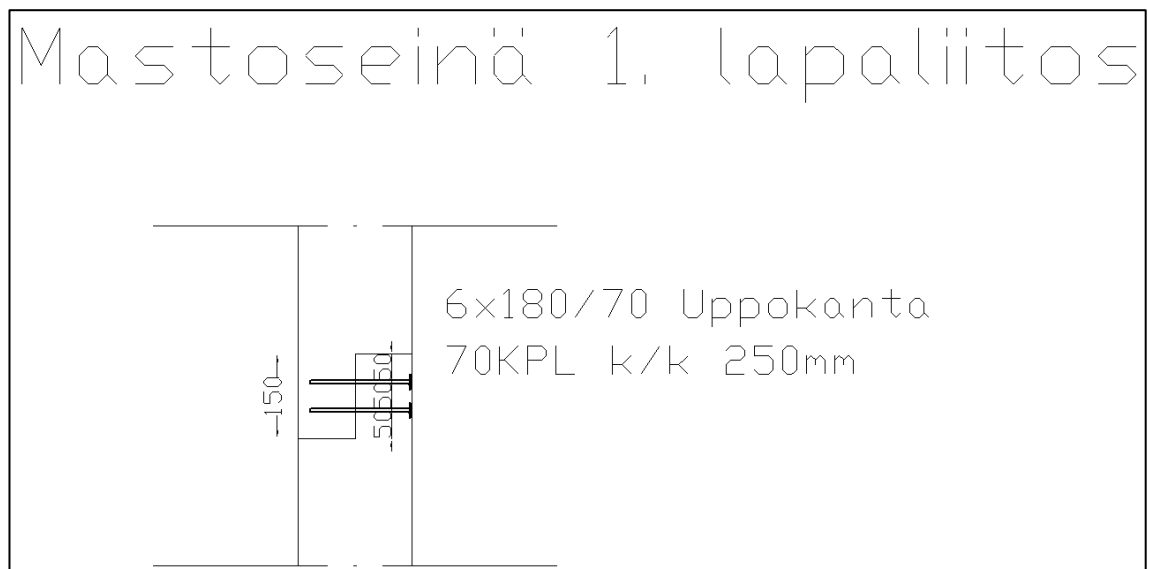
Työssä on laskettu vain mastoseinän 1 lapaliitos. Mastoseinän keskinäisen liitoksen leikkausvoima on sama kuin koko talon päädyistä tuleva tuulikuorma + epäkeskisyydestä aiheutuva lisävaakavoima. Leikkausvoima on siis sama kuin mastoseinän ankkuroinnin laskennassa käytetty tuulikuorma, josta ei ole vielä vähennetty pystykuormia. Leikkaavavoima (hetkellinen kuorma) on siis  $F_{d,tuuli} = 383,3kN$ . [31, 19.]

Kuvassa 32 on havainnollistettu tuulikuorman siirtymistä mastoseinien väliseen liitokseen.



Kuva 32. Mastoseinien liitos kuormien suunta.

Würth assy -ruuvienmitoitushjelma antaa tulokseksi 98 kappaletta Würth wood screws ASSY plus 6,0x180/70 uppokantaruuvia. Näin ollen sijoitetaan ruuvit kah-  
teen pystysuuntaiseen riviin jaolla k-250. Kuvassa 33 on esitetty havainnekuva  
ruuvauksesta.



Kuva 33. Lapaliitoksen ruuvaus.

Liitteessä 5 on mastoseinien lapaliitoksen ruuvauksentarveraportti.

Myös hammasliitos olisi voinut olla yksi ratkaisu mastoseinien keskinäiseen liittämiseen. Hammasliitos olisi mahdollistanut liitoksen tekemisen ilman ruuvausta. Silloin ainoat liitososat olisivat olleet teräslevyt. Teräslevyt tulevat mastoseinän ylä- ja alapäähän estämään seinien keskinäisen pystysuuntaisen leikkaantumisen. Työmaalla palojen keskenään liittäminen olisi myös turvallisempaa. Massiivisten mastoseinien palojen yhteenliittäminen täytyy tehdä todella varoen, jotta lapoja ei katkaista vahingossa. Hammasliitoksessa tätä riskiä ei ole.

## 5 Fem-laskenta

Fem – Finite Element Method, toisin sanoen elementtimenetelmä, on numeerinen ratkaisumenetelmä, joka on yleisesti käytössä tekniikan aloilla.

Elementtimenetelmässä geometrisesti monimutkainen, eli vaikeasti laskettava kappale, jaetaan pienempiin yksinkertaisimpiin osiin, eli elementteihin. Nämä pienet kappaleet muodostavat elementtiverkon. Mitä pienemmiksi kappaleiksi geometria puretaan, sen hitaammaksi ja tarkemmaksi laskenta muodostuu. Kappaleet ovat kiinni toisissaan solmupisteiden avulla. Elementtiverkko ei edusta ikinä täysin alkuperäistä kokonaista geometriaa, jolloin siihen syntyy pieniä virheitä. Lujuuslaskennassa nämä pienet geometriavirheet jäävät häviävän pieniksi. [20]

Rakennelaskennassa on yleisessä käytössä siirtymämenetelmä, jossa saadaan laskettua tuntemattomien solmupisteiden siirtymät jäykkyysmatriisin ja kappaleeseen vaikuttavien voimavektoreiden avulla [21, 31].

Fem-laskenta otetaan yleensä käyttöön siinä vaiheessa, kun halutaan saada laskettua monimutkaisia kantavien rakenteiden keskinäistä toimintaa tai pintarakenteita, kuten laattakenttiä.

Fem-laskennassa ensimmäiseksi käyttäjä luo haluamansa kantavat rakenteet, eli geometrian. Tämän jälkeen Fem-ohjelma määrittää elementtiverkon käyttäjän

luomalle geometrialle. Seuraavaksi täytyy määrittää materiaalivalinnat sekä geometrian reunaehdot. Viimeisenä vaiheena tulee syöttää vaikuttavat kuormat. Fem-laskentaa suorittaessa kantavia rakenteiden geometriat on syytä pitää mahdollisimman yksinkertaisina, jolloin asetuksien määrittäminen on helpompaa ja laskennan tulokset ovat todennäköisesti varmemmat. Suurin osa Fem-ohjelmista määrittää itse normien mukaiset kuormitusyhdistelmät, mutta on silti hyvä katsoa ne läpi. Myös elementtiverkostoa on syytä keventää tai tarkentaa vaadittavissa kohdissa.

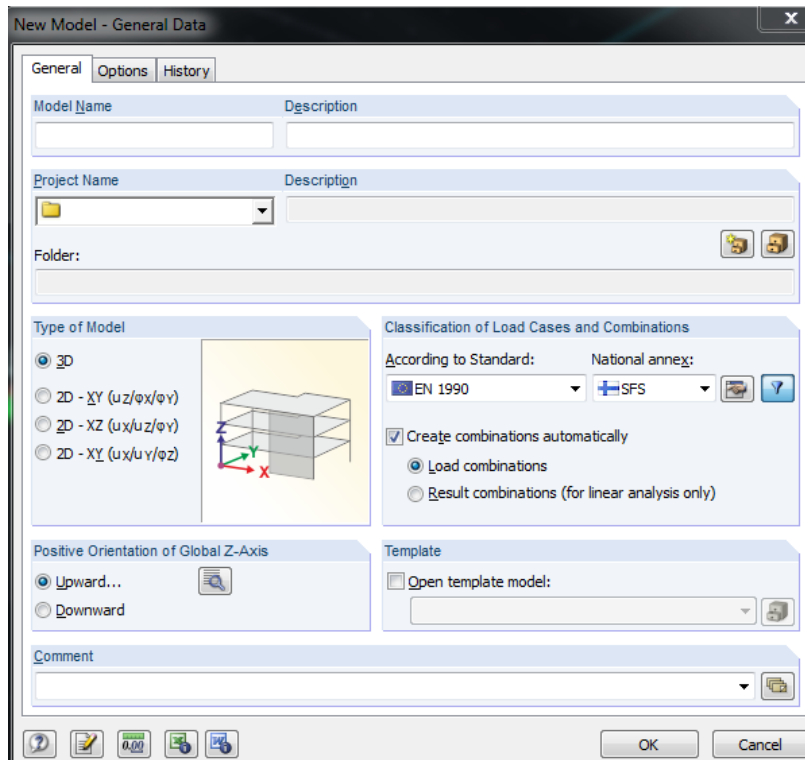
## **5.1 Dlubal RFEM**

Työssä käytetään Saksalaisen Dlubalin kehittämää RFem elementtimenetelmään perustuvaa ohjelmaa. RFemiä käytetään rakenteiden analysointiin ja ohjelmaan lisäosia kytkemällä saadaan mahdolliseksi eri materiaalien mitoittaminen sekä tarkempi rakenteiden tutkiminen. Työssä käytettävä RFem toimii opiskelijalicenssillä, jossa on valmiina kaikki RFem:n ominaisuudet ja lisäosat. Työssä käytettävät tärkeimmät lisäosat ovat RF-laminate [27] ja RF-Timber Pro [28].

## **5.2 Perusasetukset**

RFem:n käyttö alkaa New model -ikkunasta, jossa tärkeimpinä asetuksina käyttäjä voi valita kuormitustapauksissa ja yhdistelmissä käytettävän standardin ja myös sen, haluaako hän RFem:n luovan automaattisesti kuormitusyhdistelmät.

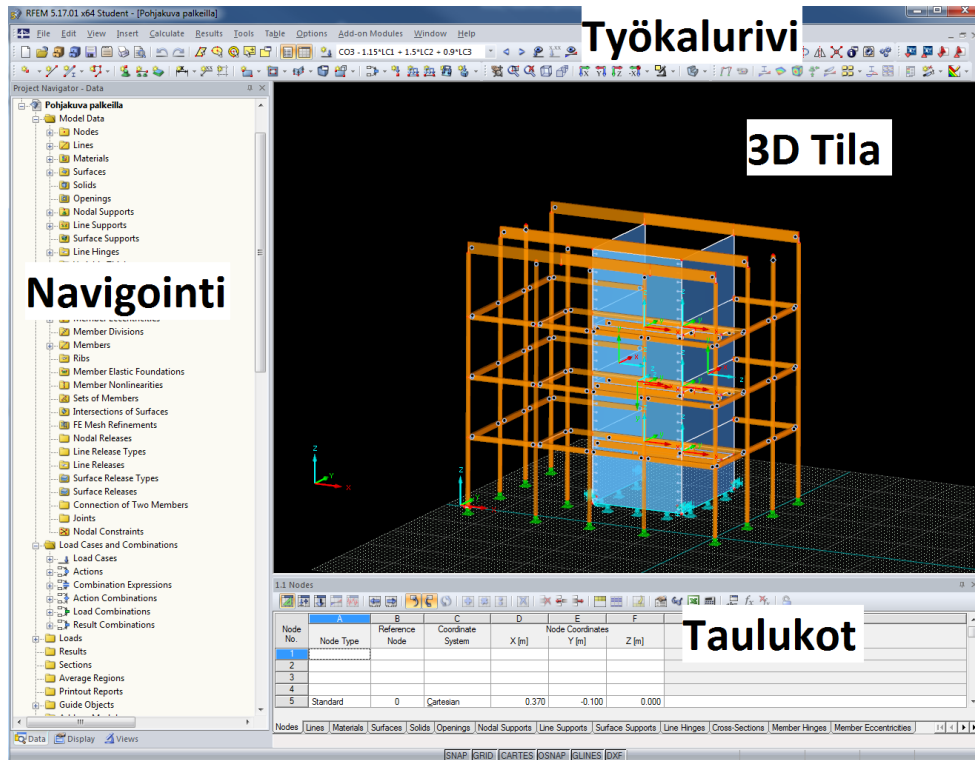




Kuva 34 New model -ikkuna.

Avautuvassa käyttöliittymänäkymässä on ylhäällä työkalurivit ja vetovalikot.

Vasemmalla sijaitsee navigointi ikkuna, josta nimensä mukaan voi seurata ja etsiä esimerkiksi pisteitä, viivoja, tasoja, materiaaleja ja liitosasetuksia. Taulukko-osio on tärkeä piirtämisen apukeino, sillä sieltä näkee koordinaatit pisteille, viivoille ja tasolle. Sieltä voi nähdä myös esimerkiksi liitoksien ja osien asetuksia. 3D-tilassa näet kaiken piirtämäsi ja sitä käytetään pääasiassa asetuksien ja mallin luomiseen.

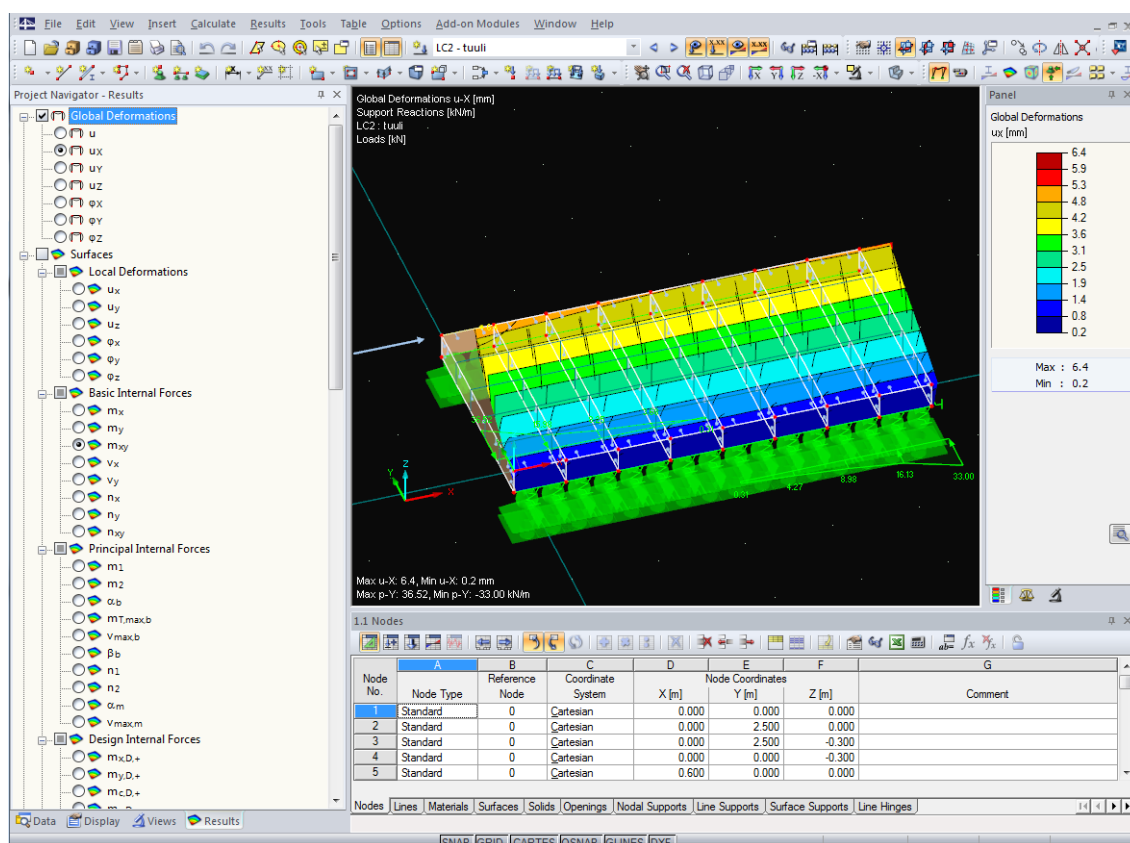


Kuva 35 Käyttöliittymä.

RFem-mallin luominen alkaa määrittämällä geometrian, kuten muissakin lujuuslaskennan Fem-ohjelmissa. Geometrian voi määrittää ensimmäiseksi pelkillä viivoilla tai heti varsinaisina materiaalin sisältävinä osina. Samalla käyttäjän täytyy määrittää viivojen, pisteiden ja tasojen keskinäiset liitokset ja perustukseen tulevat liitokset. Tämän jälkeen käyttäjä lisää haluamansa kuormitukset rakenteille.

Sen jälkeen on laskennan aika. RFem luo automaattisesti elementtiverkoston mallille, kun laskenta laitetaan käyntiin. RFem kertoo, jos malli on epästabiili tai muuten vääristynyt.

Laskennan onnistuttua aukeaa tulokset-ikkuna. Tulokset-ikkunassa RFem kertoo mallista todella paljon erilaista tietoa, kuten siirtymät ja malliin syntyvät voimat.



Kuva 36 Tulokset-ikkuna.

Varsinainen osien mitoitus RFem:llä vaatii materiaaliakohtaisia lisäosamoduuleja. Mallin tarkempi läpikäynti, kuten nurjahdusmuodonmuutoksien ja värähtelyn tutkiminen, kuuluu myös lisäosamoduuleihin.

## 6 RFem-laskenta

RFem-laskennassa ei kannatta lähteä mallintamaan kokonaista rakennusta kerralla, vaan malli täytyy pilkkoa pienempiin osiin. Pienempiä rakennuksen osia on helpompi mallintaa ja tutkia käyttäytyvätkö ne toivotulla tavalla. Kun pilkotut osat on saatu toimimaan haluamalla tavalla, voidaan siirtyä yhdistämään niitä suurempaan kokonaisuuteen, eli koko rakennuksen yhtenäiseen mallintamiseen.

Tässä työssä RFem-mallin luomisen työvaiheet menivät seuraavassa järjestyksessä:

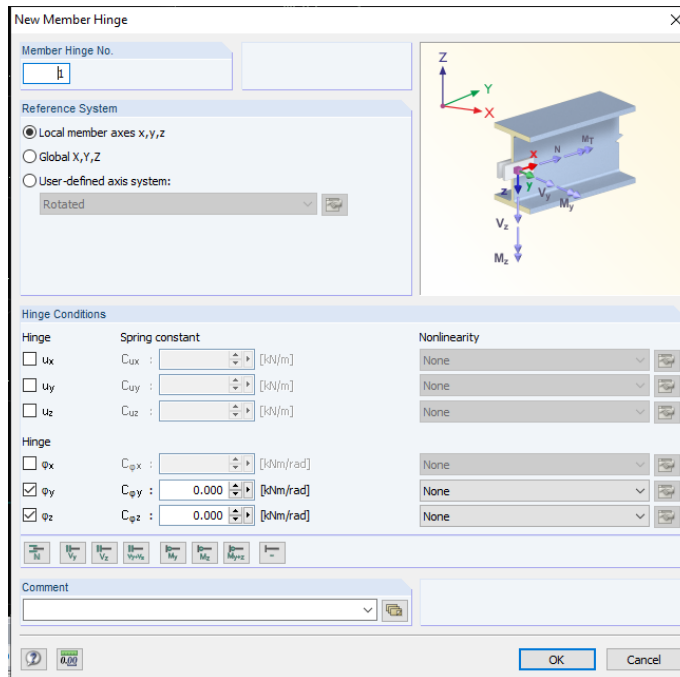
- Mastoseinän mallinnus ja testaus
- Ripalaatan mallinnus ja testaus

- Rungon mallintaminen jäykällä liitosasetuksilla
- Ripalaattojen lisäys malliin ilman tarkempia liitosasetuksia
- Koko rungon testaus kuormitettuna jäykällä liitoksilla
- Pilareiden ja palkkien liitoksien vapautusasteiden lisäys
- Mastoseinien ankkurointi liitoksien lisäys
- Ripalaattojen liitosasetuksien lisääminen
- Rakennuksen kuormitus ja sen perusteella tehtävä liitosasetuksien ja mallin rakenteiden hienosäätö
- Tuloksien analysointi

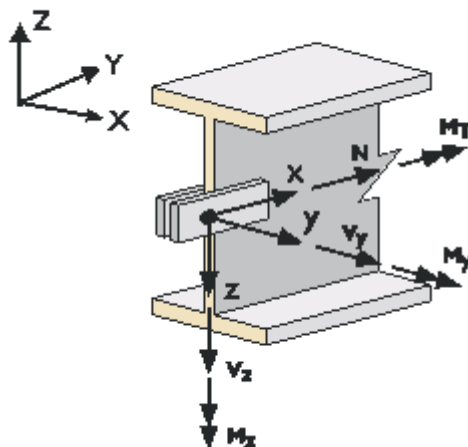
## **6.1 Koordinaatisto RFem ohjelmassa**

Fem-ohjelmistoissa, mukaan lukien RFem:ssä, on yleensä olemassa ”global” ja ”local” -koordinaatistot. Global koordinaatisto tarkoittaa 3d-mallin yleistä koordinaatistoa ja local-koordinaatisto kappaleiden omaa koordinaatistoa. Tällöin täytyy olla tarkkana mallia luodessa, että esimerkiksi kuormat noudattavat global-koordinaatistoa ja taas kappaleiden asetukset omaa kappalekohtaista local-koordinaatistoa. Yleensä local-koordinaatistossa x-suunta on kappaleen oman pituusakselinsa suuntainen.

Kappaleiden koordinaatistoasetuksissa pystytään määrittämään tarkasti, kuinka kappaleet toimivat siirtymiä ja kiertymiä vastaan. Siirtymille ja kiertymille x-,y- ja z-suunnassa voidaan määrittää liitosjäykkyydet ja liitoksen toiminta eri suuntaisia voimia vastaan.



Kuva 37. RFem, kappaleen liitosasetukset.



Kuva 38. RFem, global- ja local-koordinaatisto.

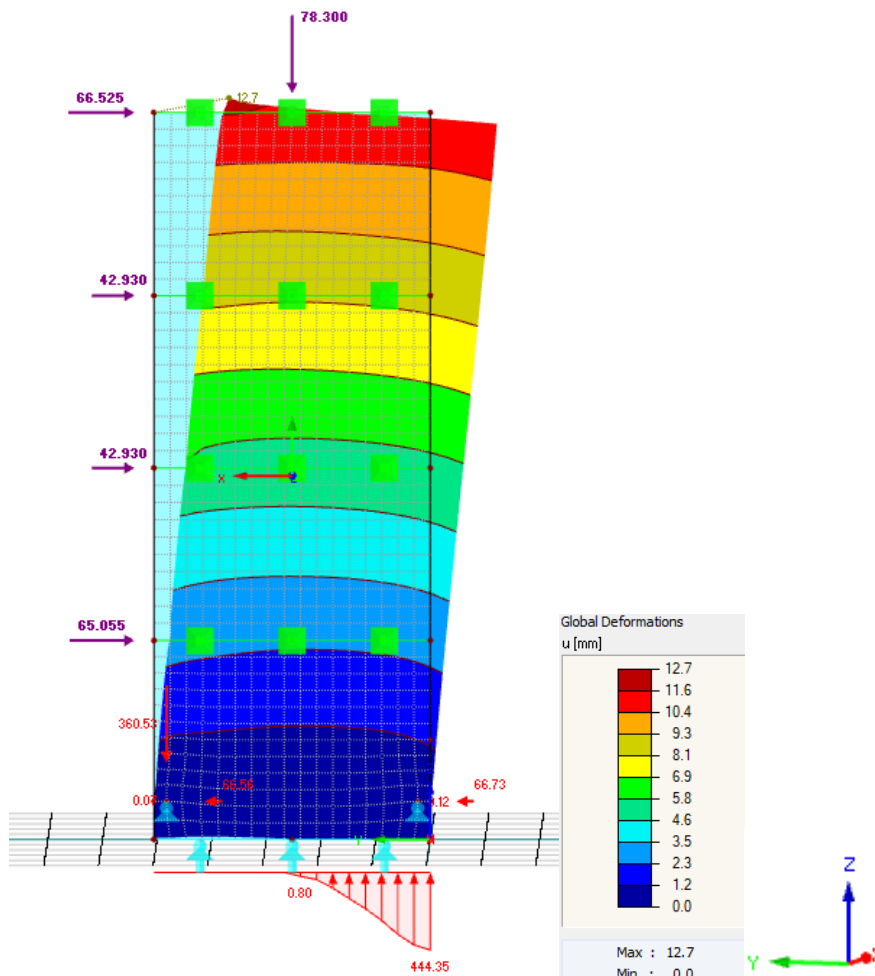
## 6.2 Mastoseinän mallintaminen

Mastoseinä 1 otettiin yksittäisenä rakenteena tarkastelun kohteeksi. Seinä mallinnettiin 198mm paksuna Kerto-Q-seinä. Liitos perustukseen luotiin line support, eli viivatukea, ja nodal support, eli pistetukea, hyödyntämällä. Line support, joka

tukee mastoseinään vain puristukselle, edustaa tukea koko mastoseinän leveydelle. Nodal support -tuet ovat mastoseinän reunoilla edustaen ankkurointipisteitä, eli ankkurointiin käytettäviä osia. Nodal support -tuet määritettiin ottamaan vain vetoa.

Ankkuroitavaksi voimaksi RFem ilmoittaa 360,53 kN ja käsinlaskennassa saatu ankkuroitava voima oli 321,6 kN. Ero voidaan selittää RFem-mallin mastoseinän puristuspinnan olevan leveämpi kuin käsinlaskennalla saatu. Myös mastoseinän siirtymä sivulle lisää ankkuroitavaa voimaa. Mastoseinän yhdistetty z- ja y-suunnan siirtymä on 12,7mm.

Mikäli käsinlaskennassa saadut liitosjäykkyys asetusten sijoittaminen ankkuripisteeseen ei muuta merkittävästi mastoseinän siirtymiä, on liitosasetukset määritetty oikein. Malli on todettu luotettavaksi, joten sitä voidaan käyttää koko rakennuksen mallintamiseen.



Kuva 39. RFem, mastoseinä ja tulokset.

Mastoseinien keskinäiset nurkkaliitokset kytketään yhteen vaakasuunnassa. Pystysuunnan siirtymä on vapautettu. Selityksenä tähän on mastoseinien nurkkien vieressä sijaitsevat huoneistoihin menevät oviaukot. Mastoseinät eivät kesitäisi kuormitusta aukkojen ylä- ja alapuolelta.

Kerrostasojen GL-30c palkkeja (90x360) ja Kerto-Q 63mm levyä on hyödynnetty mastoseinien keskenään liittämiseen. Kerto-Q levyä ei ole kytketty mastoseiniin kiinni vaan se lepää palkkien päällä. Kerrostasojen palkit ovat nivellellisesti mastoseinien päissä kiinni.

### **6.3 Ripalaataston mallintaminen**

Väli- ja yläpohjan ripalaatta mitoitettiin Finnwood-ohjelmalla rakennuksen pisimmän ja rasiitetuimman jännevälin mukaan. Väli- ja yläpohja rakenteeksi valittiin ripalaatta (300x51) Kerto-S -ripa ja 18mm havuvanerilevy. Yläpohja rakenteeksi valittiin kotelolaatta (600x51) Kerto-S -ripa, kansilevyksi 27mm havuvanerilevy ja alapuolen levyksi 25mm havuvanerilevy.

RFemissä on mahdollisuus luoda jäykkyysmatriisi tasolle. Jäykkyysmatriisi voidaan luoda käyttäytymään ominaisuuksiltaan samalla tavalla kuin ripalaatta. Tällöin ripalaatat voidaan mallintaa tasoina, mikä nopeuttaa mallintamista huomattavasti. Tämä vaihtoehto ei kuitenkaan tullut työssä kyseeseen, koska jäykkyysmatriisin luominen olisi vaatinut huomattavaa työmäärää. Tässä työssä ripalaatta mallinettiin ripoina ja laattoina erikseen, ja jokainen liitosasetus määriteltiin erikseen.

#### **6.3.1 Ripalaatan liitokset**

RFem-mallin yksinkertaistamisen vuoksi palkit mastoseinien kyljissä on poistettu ja ainoastaan ripalaatan päätyrivan ajatellaan kiinnittyvän suoraan mastoseinän kylkeen.

RFemin tarpeelliset liitosjäykkyyslaskennat kohdistuivat seuraaviin liitoksiin:

- Kansilevyn naulausripihin

- Päätyrivan vinoruuvausripiihin
- Kansilevyn naulauspäätyripiihin
- Päätyrivan ruuvaus mastoseinään
- Päätyrivan ruuvaus rungon palkkiin

### Kansilevyn naulaus ripoihin

Kansilevy kiinnitetään k -jako 50mm 2,5mm paksuisilla nauloilla ripaan.

Y-suunnan (pystysuunta) siirtymän ajatellaan olevan täysin jäykkä. Kiertymä kapaleen oman akselinsa ympäri on vapautettu. X- ja z -suuntien siirtymiin on laskettu liitosjäykkyys.

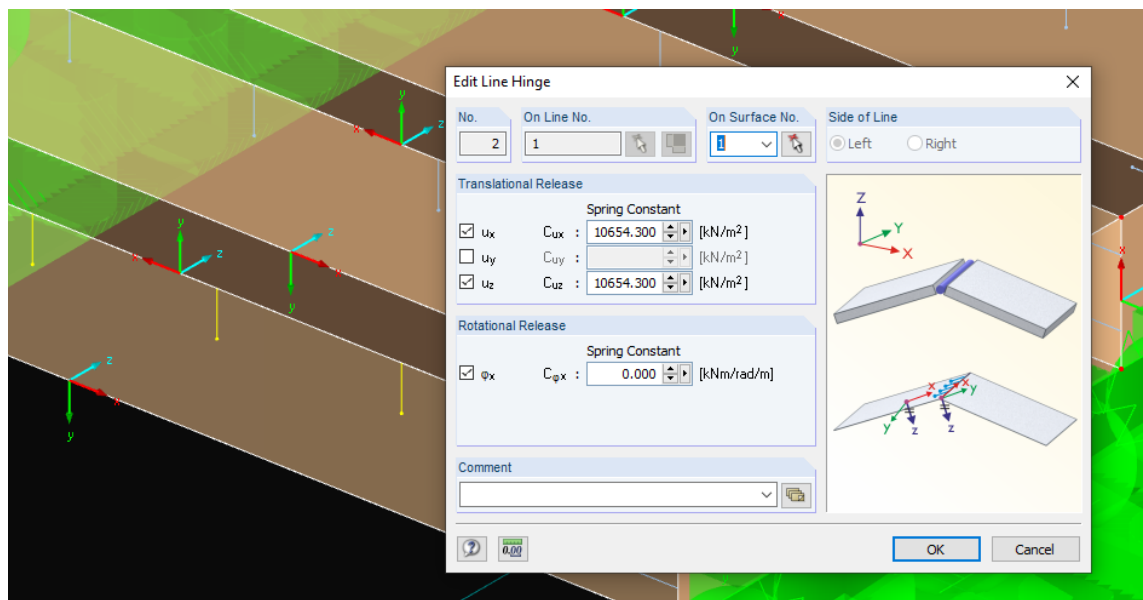
Liitossiirtymä  $K_{ser}$ :

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} * d^{0,8}}{30}$$

$$K_{ser} = \frac{510g/mm^{3,1,5} * 2,5mm^{0,8}}{30} = 800 N/mm$$

$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = K_{ser} * \frac{1000}{k_{jako}} * MRT$$

$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = \frac{800N/mm * \frac{1000mm}{50mm} * \frac{2}{3}}{1000mm} = 10,6543N/mm^2 = 10654,3kN/m^2$$



Kuva 40. Kansilevyn liitosasetukset.



## Päätyrivan vinoruuvaus ripoihin

Rivat päädyistä kiinnitetään kolmella kappaleella 6mm:in esiporautuvilla ruuveilla päätyriipaan.

Y-suunnan siirtymän ajatellaan olevan täysin jäykkä. Kiertymä kappaleen oman akselinsa ympäri on vapautettu. X- ja z -suuntien siirtymiin on laskettu liitosjäykkyys. X-suuntaa ajatellaan pystysuuntana.

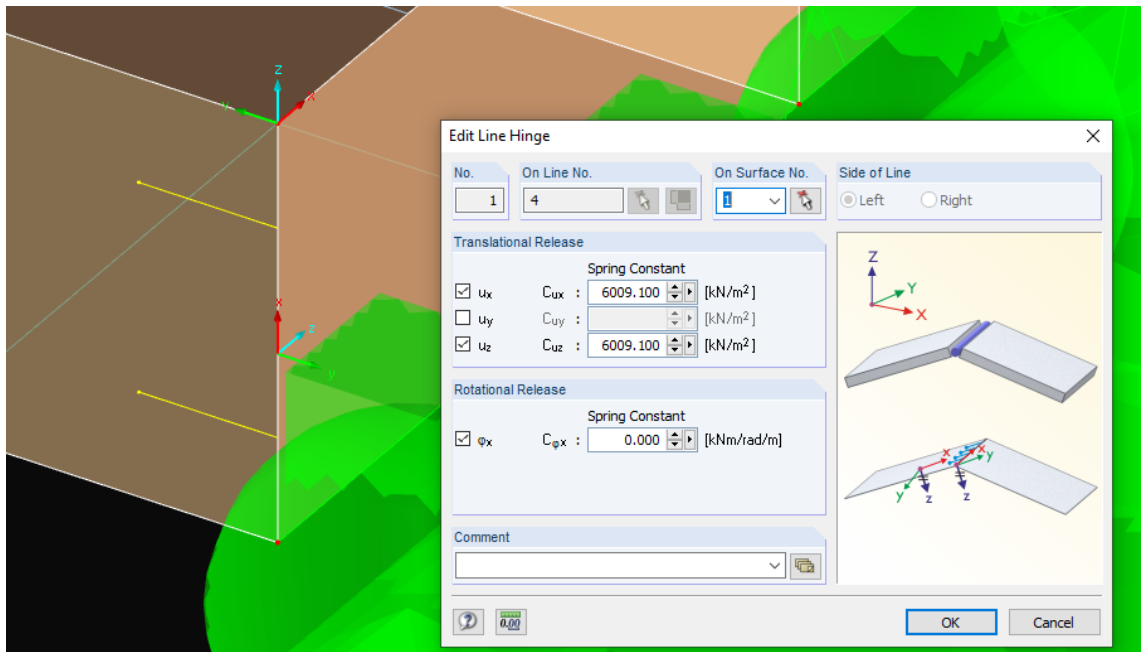
Liitossiirtymä  $K_{ser}$ :

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot 6mm}{23}$$

$$K_{ser} = \frac{510g/mm^3 \cdot 6mm}{23} = 3004 N/mm$$

$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = K_{ser} \cdot kpl \cdot MRT$$

$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = \frac{3004N/mm \cdot 3 \cdot \frac{2}{3}}{1000mm} = 6,0091 N/mm^2 = 6009,1kN/m^2$$



Kuva 41. Päätyrivan asetukset.

## Kansilevyn naulaus päätyripoihiin

Kansilevy kiinnitetään päätyriipaan k -jako 50mm 2,5mm paksuisilla nauloilla.

Z-suunnan (pystysuunta) siirtymän ajatellaan olevan täysin jäykkä. Kiertymä kappaleen oman akselinsa ympäri on vapautettu. X- ja y -suuntien siirtymiin on asetettu liitosjäykkyys.

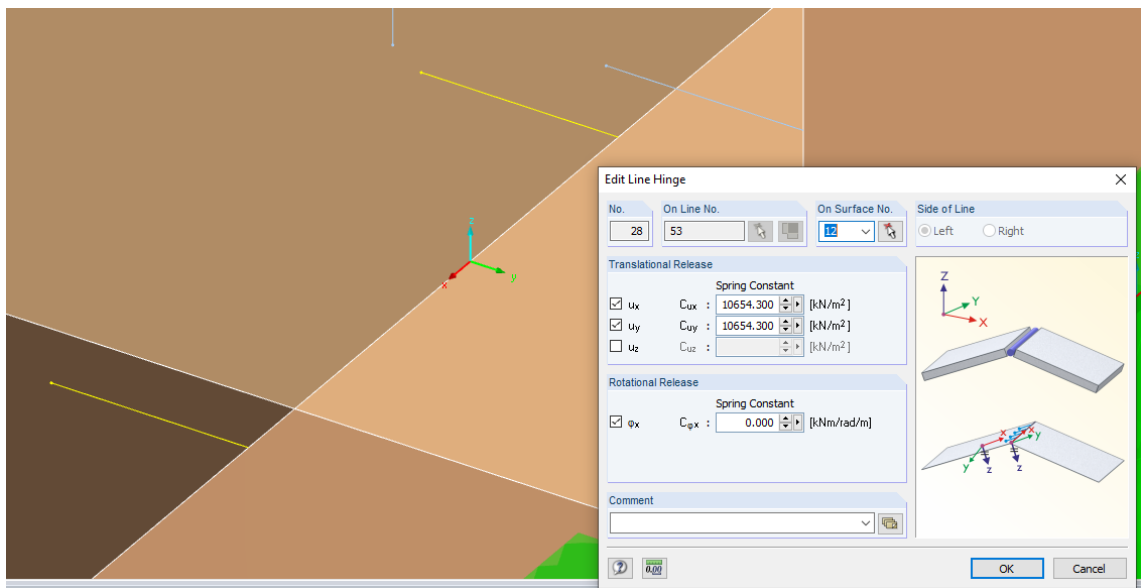
Liitossiirtymä  $K_{ser}$ :

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} * d^{0,8}}{30}$$

$$K_{ser} = \frac{510g/mm^{3,5} * 2,5mm^{0,8}}{30} = 800 N/mm$$

$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = K_{ser} * \frac{1000}{k_{jako}} * MRT$$

$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = \frac{800N/mm * \frac{1000mm}{50mm} * \frac{2}{3}}{1000mm} = 1,06543N/mm^2 = 10654,3 kN/m^2$$



Kuva 42. Kansilevyn liitosasetukset.

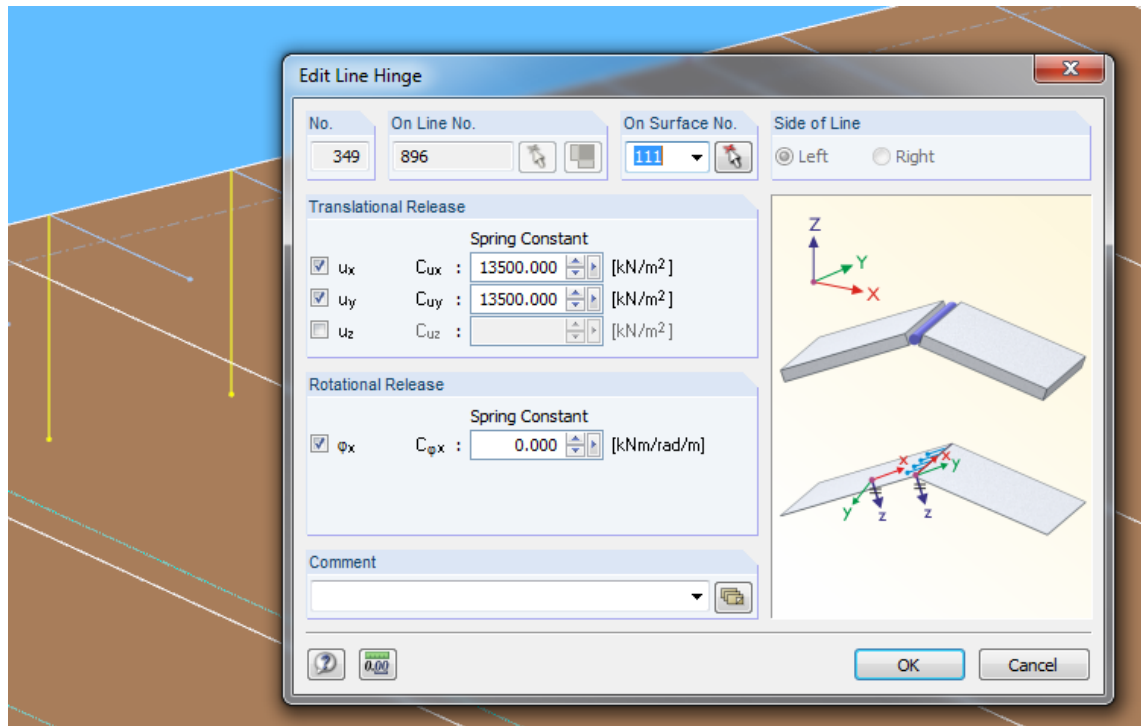
### Päätyrivan ruuvaus mastoseinään

Päätyripa kiinnitetään samoilla ruuveilla kuin mastoseinässä kyljessä oleva palkki. Liitosjäykkyys on laskettu aiemmin työssä.

Z-suunnan (pystysuunta) siirtymän ajatellaan olevan täysin jäykkä. Kiertymä kapaleen oman akselinsa ympäri on vapautettu. X- ja y -suuntien siirtymiin on asetettu liitosjäykkyys.

Liitossiirtymä  $K_{ser}$ :

$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = 13,5N/mm^2 = 13500kN/m^2$$



Kuva 43. Päätyrivan asetukset.

### Päätyrivan ruuvaus rungon palkkiin

Päätyrivat kiinnitetään kahdessa rivissä rungon palkkiin k -jako 50mm 4mm pak-suilla nauloilla.

Z-suunnan (pystysuunta) siirtymän ajatellaan olevan täysin jäykkä. Kiertymä kap-paleen oman akselinsa ympäri on estetty. X- ja y -suuntien siirtymiin on asetettu liitosjäykkyys.

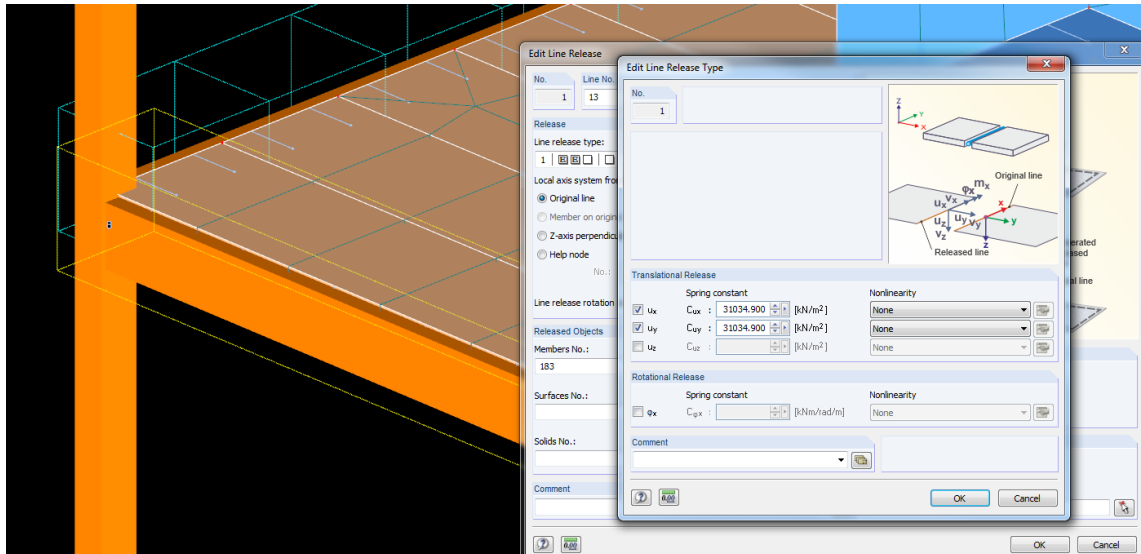
Liitossiirtymä  $K_{ser}$ :

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8}}{30}$$

$$K_{ser} = \frac{510 \text{ g/mm}^{3,5} \cdot 4 \text{ mm}^{0,8}}{30} = 1164 \text{ N/mm}$$

$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = K_{ser} \cdot \frac{1000}{k_{jako}} \cdot 2rivi \cdot MRT$$

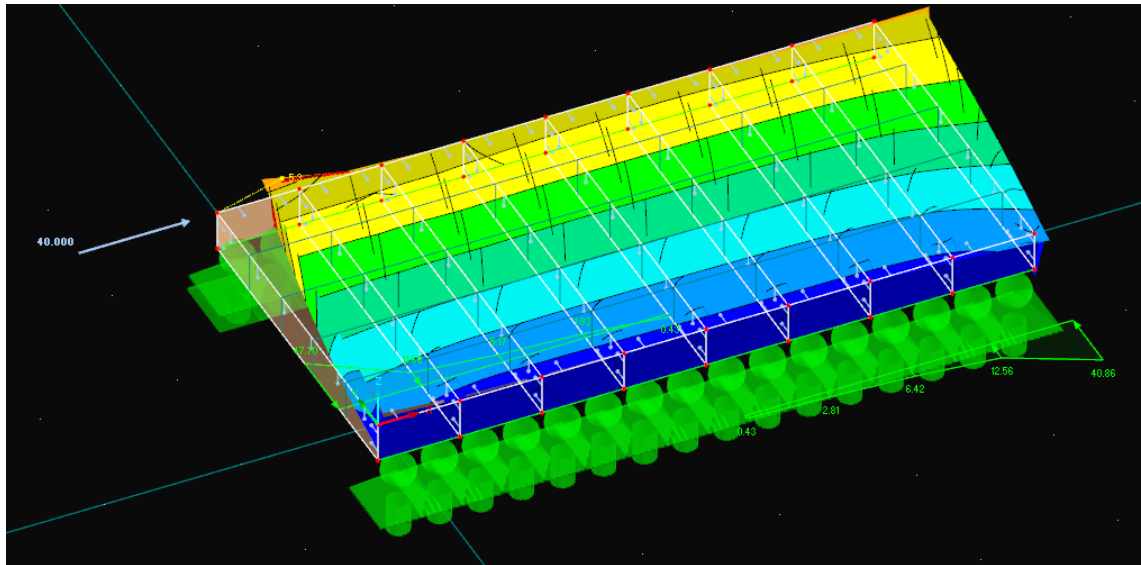
$$\frac{K_{ser,MRT}}{m} = \frac{1164 \text{ N/mm} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} \cdot 2 \cdot \frac{2}{3}}{1000 \text{ mm}} = 3,10349 \text{ N/mm}^2 = 31034,9 \text{ kN/m}^2$$



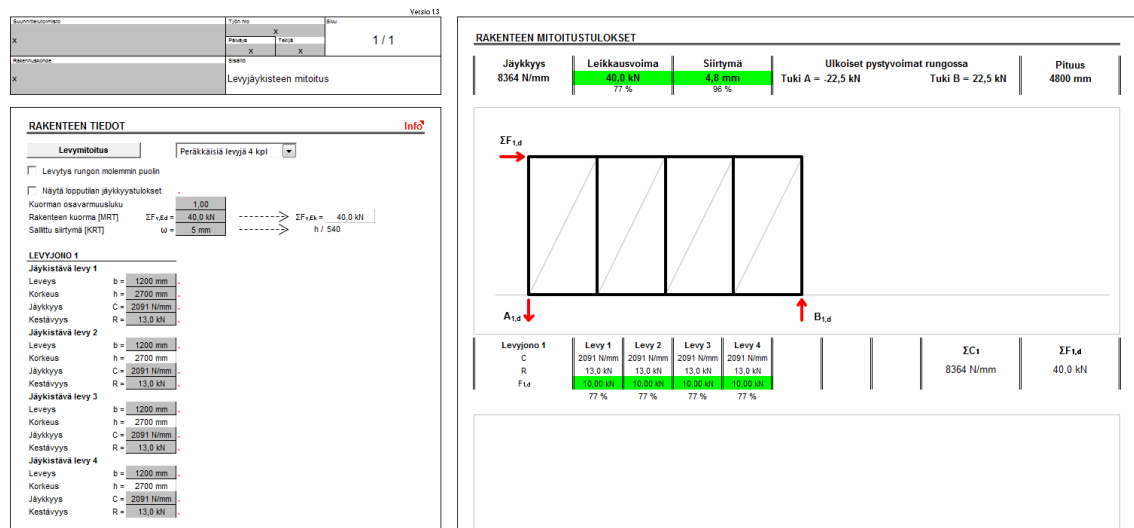
Kuva 44. Päätyrivan asetukset rungon palkissa.

### 6.3.2 Valmis ripalaatta

RFemiin luodun ripalaatan toimivuutta tarkasteltiin vertaamalla sitä Puuinfon tekemään levyjäykisteen MS Excel -pohjaiseen mitoitustiedostoon [23]. RFem ripalaatassa on 4 kappaletta 18mm paksuisia havuvanerilevyjä (1200x2500). Vastaavat levy- ja liitosasetukset valittiin levyjäykisteen MS Excel -pohjaiseen mitoitustiedostoon. Ripalaattaa kuormitettiin 40 kN suuruisella pistekuormalla päästä, jolloin RFem antaa siirtymäksi 5,3mm. Levyjäykisteen MS Excel -pohjainen mitoitustiedosto antaa siirtymäksi 4,8mm, jolloin voidaan pitää RFem ripalaatan tulosta todenmukaisena. Ripalaatan toimintaa pystykuormia vastaan ei ole huomioitu mallissa.



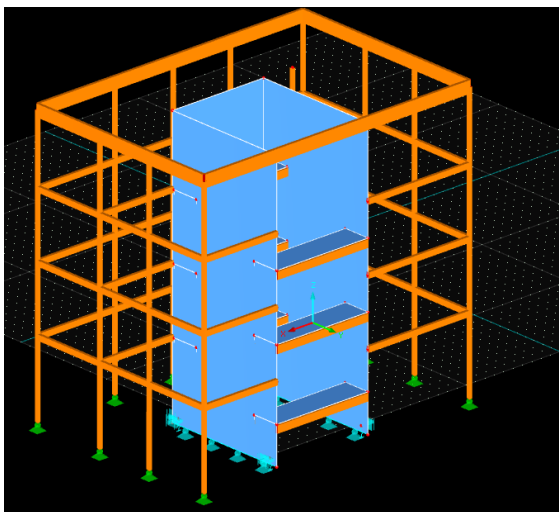
Kuva 45. Valmis kuormitettu ripalaatta.



Kuva 46. Levyjäykisteen mitoitusohjelma.

## 6.4 Koko rungon yhtenäinen mallintaminen

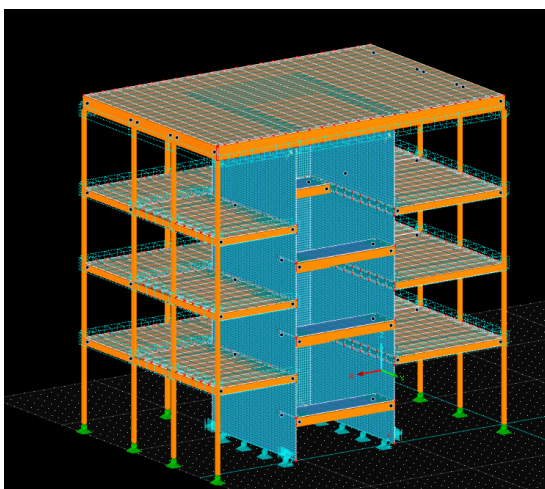
Kun yksittäiset rakennusosat on saatu testattua ja mallinnettua voidaan siirtyä koko rungon yhtenäiseen mallintamiseen. Ensimmäisenä luotiin pilari-palkki-runko malliin, johon yhdistettiin mastoseinät. Tämän jälkeen ripalaatta luotiin jokaiselle kerrostasolle yläpohjan kotelolaatta mukaan lukien.



Kuva 47. RFem pilari-palkkirunko.

Tässä vaiheessa kaikki liitosasetukset olivat oletusasetuksena, eli täysin jäykänä. Malliin lisättiin kaikki kuormat pinta-, piste- ja viivakuormina. RFemin luomat kuormitusyhdistelmät käytiin läpi rungolle, jonka jälkeen lähdettiin asettamaan liitoksille vapausasteita.

Ensimmäiseksi lisättiin pilari-palkkirungon ja mastoseinien liitoksien vapausasteet. Pilari-palkkien liitokset on laitettu täysin jäykäksi poikkeuksena kiertymä vaaka- ja pystysuunnassa. Laskennan mennessä läpi voitiin lisätä ripalaatta kenttien ja loppujen rakenneosien asetukset. Liitos asetuksien lisäksi oli myös tärkeä määrittää palkkien sijainti ripalaattaan nähden.



Kuva 48. Valmis runko RFem:ssä.

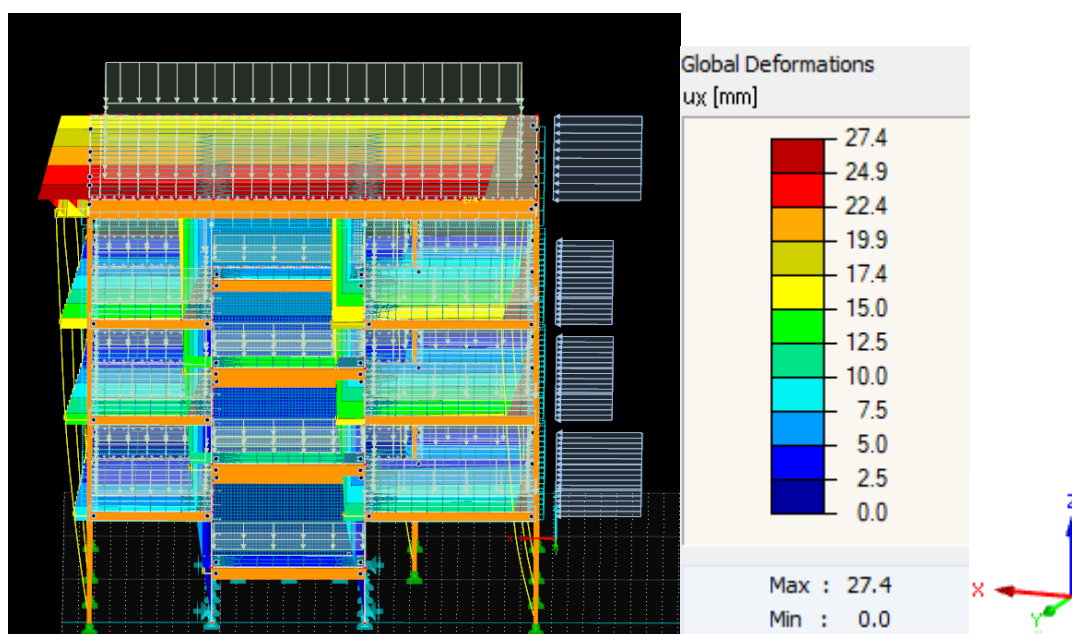
## 6.5 Yhteenveto RFem mallista

Kun kaikki asetukset ja malli olivat saatu toimimaan, siirryttiin hienosäätämiseen ja mallin analysointiin.

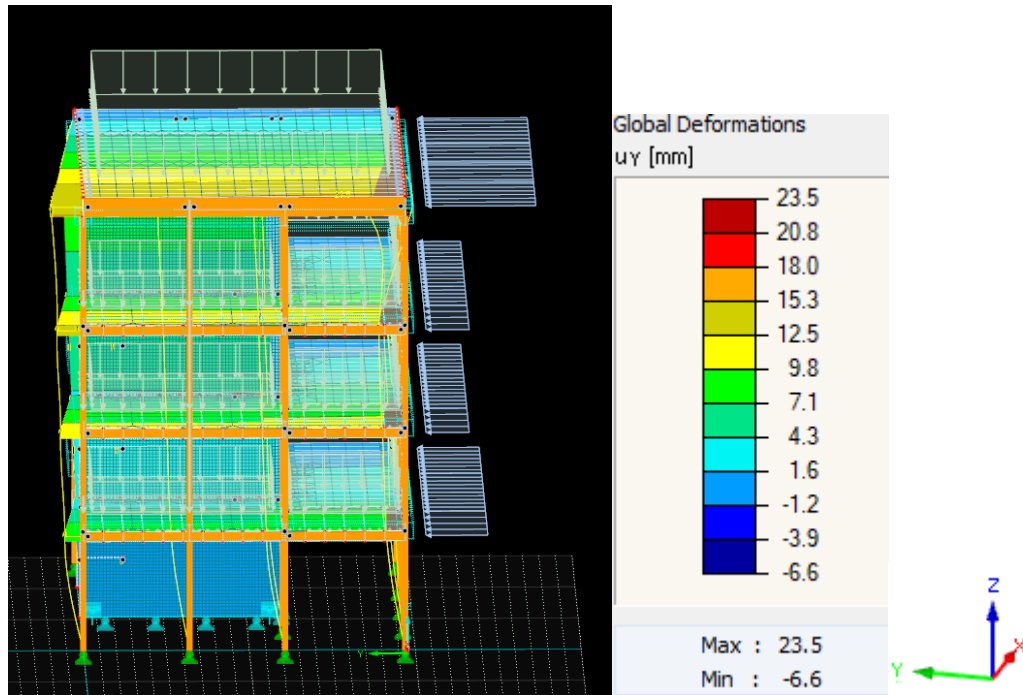
### 6.5.1 Siirtymät

Rakennuksen kokonaissiirtymän maksimiraja-arvo on  $\frac{h}{400} \dots \frac{h}{700}$ , jos keskiarvona pidetään  $\frac{h}{500}$ , missä  $h$  on ylimmän kerroksen lattiapinnan korkeusasema. Kerrosvälin maksimisiirtymä  $\frac{h_1}{400}$ , missä  $h_1$  on kerroskorkeus, tulisi myös tarkastella. [24, 2.]

Tämän rakennuksen ylimmän kerroksen lattiapinnan korkeusasema on 9958mm, jolloin kokonaissiirtymän raja-arvo on  $\frac{9958mm}{500} = 20mm$ . Kokonaissiirtymän raja-arvo ylittyy molemmissa suunnissa. Olkoon x-suunta pidemmän sivun suunta ja y-suunta päädyn suunta. X-suunnan kokonaissiirtymä on 27,4mm ja y-suunnan kokonaissiirtymä on 23,5mm.



Kuva 49. X-suunnan kokonaissiirtymä.



Kuva 50. Y-suunnan kokonaissiirtymä.

Liitteessä 21 on esitelty tason siirtymät ja yhden kerroksen kokonaissiirtymät x- ja y-suunnassa.

Yhden kerroksen kokonaissiirtymän raja-arvo on  $\frac{3644\text{mm}}{400} = 9\text{mm}$ . X-suunnan siirtymä on  $10,3\text{mm}$  ja y-suunnan siirtymä on  $12,2\text{mm}$ . Yhden kerroksen siirtymän raja-arvo ylittyy molemmissa suunnissa.

Joustavan välipohjatasen ehtona on se, että välipohjatasen siirtymä olisi ainakin kaksi kertaa suurempi kuin yhden kerroksen kokonaissiirtymän [26, 2]. Välipohjatasen siirtymä x-suunnassa on  $5,6\text{mm}$  ja y-suunnassa  $7,7\text{mm}$ . Tällöin:

$$\text{x-suunta: } \frac{5,6\text{mm}}{10,3\text{mm}} = 0,55$$

$$\text{y-suunta: } \frac{7,7\text{mm}}{12,2\text{mm}} = 0,63$$

RFem-mallin antamien siirtymien ja kelluvan betonivalun takia välipohja todetaan semi-rigid rakenteeksi.



### 6.5.2 Siirtymien hallinta

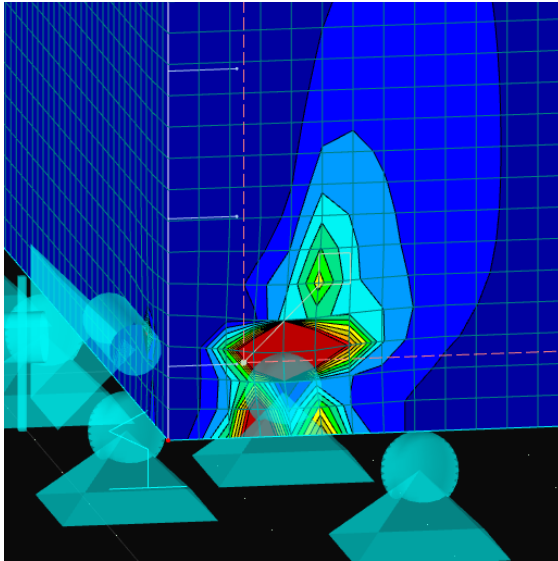
Jäykistysjärjestelmästä täytyy tehdä jäykempi kokonaissiirtymien hallintaan. Ensimmäisenä ratkaisuna voidaan hissikuilun seinät yhdistää mastoseiniin kerrostasojen laattojen ja portaiden rungon välityksellä. Tämä lisää mastoseinien keskinäistä toimivuutta ja jäykkyyttä. Mikäli tämä ei vielä riittäisi täytyisi mastoseinien nurkat kytkeä toisiinsa kiinni ja hyödyntää mastoseinät yhtenä poikkileikkauksena. Tätä varten kuuluu suunnitella liitokset joustamaan ennen kuin mastoseinän oviaukkojen ala- ja yläpuolen kapasiteetti ylittyy.

Jäykistysjärjestelmä voidaan myös muuttaa erilaiseksi. Silloin mastoseiniä tukemaan muutetaan osa ulkoseinälinjojen pilareista mastopilareiksi, tai osa ulkoseinälinjoista muutetaan levyjäykisteiseksi jäykistäviksi seinälinjoiksi.

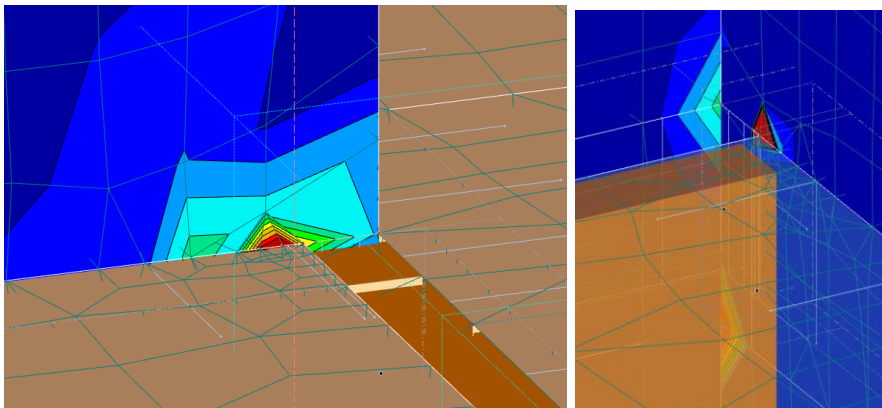
### 6.5.3 Mastoseinien kapasiteetti

RFem:n RF-laminate-lisäosa [27] laskee mastoseiniin todella suuria rasituksia pienelle alalle, koska se laskee palkkien ja ankkurointitukien puristus- ja vetopinnat yhdeksi pisteeksi. Todellisuudessa rasitetut pinnat jakaantuvat isommalle pinta-alalle. Elementtiverkon tarkennus näissä pisteissä ei vaikuttanut laskentatuloksiin. Ongelman korjaus vaatisi liitoksien mallintamisen eri tavalla, mutta sitä ei ole tässä työssä huomioitu. Mikäli tarkemmista tarkasteluista selviäisi, että Kerto-Q-mastoseinä on ylirasitettu ankkurointitukien kohdalta, voitaisiin ankkurointiin käyttää vetotankoja, jotka menisivät mastoseinien sisässä. Porrashuoneen tasojen palkkien aiheuttama liian suuri leikkausrasitus mastoseinän pintaa vasten on suurella todennäköisyydellä mallista johtuva heikkous.

RF-laminate-lisäosassa mastoseinien suurimmat kuormitukset saatiin kuormitusyhdistelmällä  $0,9OP + 1,5Tuuli$  ( $90\%OP + 100\%TUULI$ ). Liitteessä 22 on esitelty kaikkien mastoseinien käyttöasteet.



Kuva 51. Ankkurointi pisteen kapasiteetti ylittyy 30-kertaisesti yhdistettynä z- ja y-suunnan leikkauksena  $\text{int}(\tau_{x'z'} + \tau_{x'y'})$ .



Kuva 52. Palkkien päiden kohdalta mastoseinän kapasiteetti ylittyy 11-kertaisesti yhdistettynä z- ja y-suunnan leikkauksena  $\text{int}(\tau_{x'z'} + \tau_{x'y'})$ .

#### 6.5.4 Pilari-palkkirungon kestävyys

Pilari 9 on RFem:n mukaan rasitetuin pilari, kuten jo käsinlaskennassa saatiin selville. Käyttöasteet ovat tarkalleen 1,0 tai ylittävä 1,01. Käsinlaskennan ja RFem:n ilmoittaman käyttöasteen suuruusero voidaan selittää rakennuksen rungon siirtymätilasta aiheutuvana taivutuksena pilarille. Kuvassa 53 on ilmoitettu pilarin 9 käyttöasteet ja mitoittavat tekijät, joiden perässä lukee numero yhdistelmä, joka vastaa eurokoodi 5 -standardissa [11] käytettyä numeroituja kaavoja. Todetaan muiden pilareiden kestävän 140x180mm poikkileikkauksella.

C022:  $1,15OP + 0,9Tuuli$  (Pääty) +  $1,05Lumi + 1,5Hyötykuorma$   
 $(OP + 60\%TUULI + 70\%LUMI + 100\%HYÖTY)$

C021:  $1,15OP + 0,9Tuuli$  (Pidempi sivu) +  $1,05Lumi + 1,5Hyötykuorma$   
 $(OP + 60\%TUULI + 70\%LUMI + 100\%HYÖTY)$

Member No.	A Location x [m]	B Load Case	C Design	D	E Design According to Formula
	0.456	CO22	0.22	≤ 1	171) Cross-section resistance - Uniaxial bending about y-axis and compression acc. to 6.2.4
	0.911	CO21	0.23	≤ 1	172) Cross-section resistance - Uniaxial bending about z-axis and compression acc. to 6.2.4
	2.733	CO22	0.24	≤ 1	173) Cross-section resistance - Biaxial bending and compression acc. to 6.2.4
	0.000	CO21	1.00	≤ 1	303) Compression member with axial compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	0.456	CO22	1.00	≤ 1	323) Member with bending and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	0.911	CO21	1.00	≤ 1	328) Member with bending about z-axis and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	2.277	CO21	1.01	> 1	333) Member with biaxial bending and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	1.367	CO21	0.99	≤ 1	341) Flexural member with compression force acc. to 6.3.3 - Bending about y-axis

Kuva 53. RFem: ilmoittamat käyttöasteet pilarille 9.

Runkopalkit (140x270) eivät vastaa täysin kuormitukseltaan käsinlaskennan tuloksia RFem:n mukaan. Palkkien suurimmat käyttöasteet (0,49) tulevat puhtaasta leikkauksesta ja palkkeihin syntyvästä väännöstä leikkauksen seurauksena.

Käsinlaskennassa tarkasteltiin pilarivälin 9 – 10 palkkia. Kaikista palkeista RFem ilmoittaa tälle palkille suurimman käyttöasteen (0,42). Käyttöaste tulee taivutetun palkin kiepahduskestävyydestä, johon kuuluvat taivutuksen ja puristuksen yhteisvaikutus ja taivutus y-suunnassa (0,42).

Kuvassa 54 on esitetty suurimmat käyttöasteet 140x270-poikkileikkauksen palkille. Kuormitusyhdistelmät on ilmoitettu liitteessä 23.

Section No.	A Member No.	B Location x [m]	C Load- ing	D Design	E	F Design According to Formula
2	T-Rectangle 140/270					
	149	0.600	CO9	0.04	≤ 1	101) Cross-section resistance - Tension along the grain acc. to 6.1.2
	151	0.079	CO21	0.07	≤ 1	102) Cross-section resistance - Compression along the grain acc. to 6.1.4
	216	0.000	CO21	0.49	≤ 1	111) Cross-section resistance - Shear due to shear force Vz acc. to 6.1.7
	216	0.073	CO7	0.33	≤ 1	112) Cross-section resistance - Shear due to shear force Vy acc. to 6.1.7
	156	0.079	CO11	0.48	≤ 1	121) Cross-section resistance - Shear due to torsion acc. to 6.1.8
	201	0.000	CO22	0.42	≤ 1	151) Cross-section resistance - Uniaxial bending acc. to 6.1.6
	393	0.600	CO21	0.02	≤ 1	152) Cross-section resistance - Uniaxial bending about z-axis acc. to 6.1.6
	382	0.600	CO8	0.20	≤ 1	153) Cross-section resistance - Biaxial bending acc. to 6.1.6
	258	1.934	CO22	0.29	≤ 1	161) Cross-section resistance - Uniaxial bending about y-axis and tension acc. to 6.2.3
	157	0.600	CO7	0.03	≤ 1	162) Cross-section resistance - Uniaxial bending about z-axis and tension acc. to 6.2.3
	196	1.934	CO22	0.30	≤ 1	163) Cross-section resistance - Biaxial bending and tension acc. to 6.2.3
	96	0.000	CO22	0.18	≤ 1	171) Cross-section resistance - Uniaxial bending about y-axis and compression acc. to 6.2.4
	394	0.102	CO12	0.04	≤ 1	172) Cross-section resistance - Uniaxial bending about z-axis and compression acc. to 6.2.4
	164	0.000	CO12	0.13	≤ 1	173) Cross-section resistance - Biaxial bending and compression acc. to 6.2.4
	196	0.000	CO6	0.02	≤ 1	303) Compression member with axial compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	201	0.000	CO22	0.42	≤ 1	311) Flexural member without compression force acc. to 6.3.3 - Bending about y-axis
	96	0.000	CO22	0.18	≤ 1	323) Member with bending and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	394	0.102	CO12	0.04	≤ 1	328) Member with bending about z-axis and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	164	0.000	CO12	0.13	≤ 1	333) Member with biaxial bending and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	119	0.000	CO22	0.04	≤ 1	341) Flexural member with compression force acc. to 6.3.3 - Bending about y-axis

Kuva 54. Palkkien 140x270mm suurimmat käyttöasteet kullekin rasiustyyppille RFem:n mukaan.

Ero voidaan selittää RFem:n laskennan suuremmasta laskentatarkkuudesta sen lisäksi, että ripalaatat toimivat mallissa ristiin kantavana rakenteena.

## 7 Onnettomuustarkastelu

### 7.1 Periaatteet

Oleellisena asiana työhön liittyy jatkuvan sortumisen estäminen onnettomuustilanteessa. ”Rakennus ja rakenteet tulee suunnitella ja toteuttaa siten, että mahdolliset vauriot pysyvät onnettomuustilanteessa (-tapauksessa) paikallisina ja rajallisina eikä niistä synny jatkuvaa sortumaa” [22, 17]. Onnettomuustarkastelu perustuu eurokoodin ohjeeseen SFS-EN 1991-1-7 Yleiset kuormat.

Jatkuvan sortumisen estämistä käydään tässä työssä läpi vain pinnallisesti, eikä siihen esitetä laskelmia tai valmiita ratkaisuja.

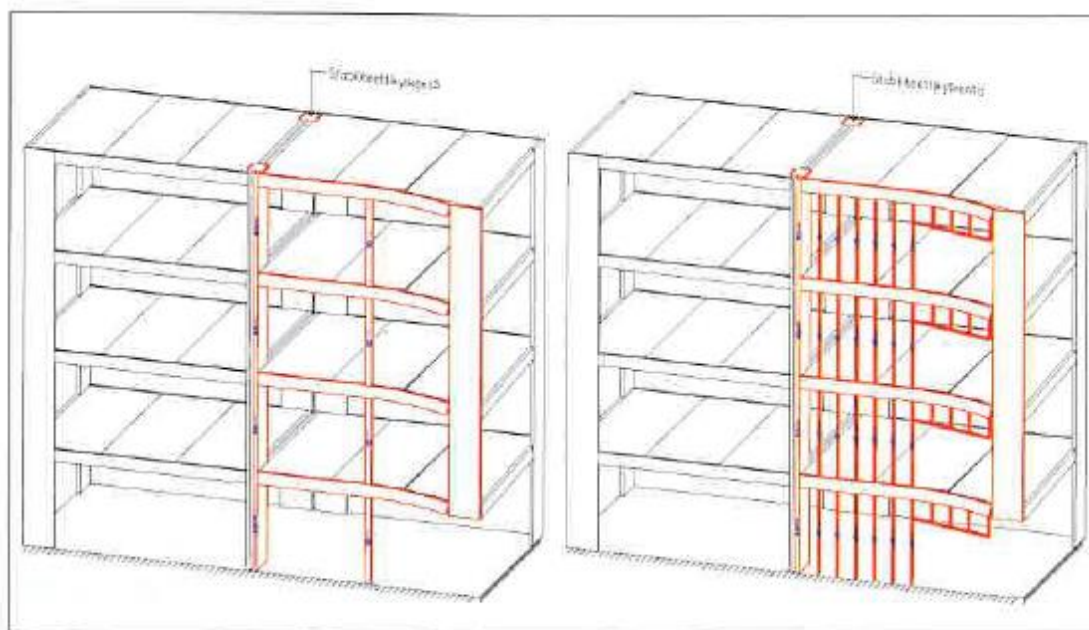


Kuva 55. Esimerkki jatkuvan sortuman etenemisestä [22, 21].

## 7.2 Jatkuvan sortumisen estäminen

Pilari-palkkirungon yhtenä oleellisempina vauriona voidaan pitää pilarin menetyksiä. Pilarin katketessa alapäästä täytyy palkkien ja ripalaattojen jäädä roikkumaan ehjien pilarien varaan. Alumidi-liitososaa, ripalaattoja ja ulkoseinäelementtejä voidaan suunnitella toimimaan yhdessä tilanteessa, jossa yksi pilari rungosta puuttuu. Tällöin palkki ja ripalaatat jäisivät roikkumaan ulokkeena. Suurimmaksi ongelmaksi tässä muodostuu alumidi-liitososan kiinnikkeiden vähäinen ulosvetokestävyys. Alumidi-liitososan kiinnikkeiden ulosvetokapasiteettia voidaan kuitenkin parantaa käyttämällä Rothoblaasin kehittämiä VGU-ruuvinojausosia yhdessä VGS-ruuvien kanssa [32]. Onnettomuustilanteessa on syytä myös tarkastella palkin ja pilarin kapasiteettia.

RIL 201-4-2017 Kirjassa on havainnollistettu tilannetta kuvalla:



**Kuva 5.12.** Pilarin menetyksen jälkeen: a) kaksi muuta pilaria kantavat vaakarakenteita (punaisella merkityt rakenneosat), b) ei-kantavat seinät kantavat onnettomuusrajatilassa vaakarakenteita (punaisella merkityt rakenneosat).

Kuva 56. Pilarin menetys [22, 69].

## 8 Yhteenveto

Työn tavoitteena oli selvittää, kuinka pilari-palkkirunkojärjestelmä toimii casekohteen puukerrostalossa. Työssä on käyty läpi olennaisimmat asiat, jotka liittyvät rakennuksen runko- ja jäykistysjärjestelmään.

Työssä jäi hieman epäselväksi, riittääkö rakennukseen suunniteltu jäykistysjärjestelmä vai täytyykö siihen tehdä muutoksia. Se vaatisi RFem:n mallin hienosäätöä ja lisää tutkimustyötä. Runkojärjestelmän toiminta pystyttiin todistamaan oikeaksi RFem:n mallin perusteella. Joitakin rakennuksen osia tarkasteltiin vain periaatteellisesti. Käsinelaskennan ja RFem:n mallin tulokset ovat lähellä toisiaan. Tällöin RFem-malli on pystytty luomaan realistisesti, ja käsinelaskentaa varten tehdyt yksinkertaistukset ja laskenta ovat paikkansa pitävät.

Työ antaa pohjatietoa esimerkiksi ripalaattojen ja mastoseinien käyttämiseen jäykistävinä rakenteina. Opinnäytetyötä voidaan hyödyntää FEM-ohjelmilla ripalaatan tai mastoseinän mallintamiseen. Käsinelaskennassa käytettyjä kaavoja voidaan hyödyntää muissa töissä. Toimeksiantaja sai huomattavan määrän tietoa, kuinka pilari-palkkirunko toimisi kapeassa puukerrostalossa ja mitä haasteita niiden suunnittelussa täytyy ottaa huomioon.

Puukerrostalon rakennejärjestelmästä täytyisi tehdä karkeat kustannuslaskelmat, jotta sitä voidaan verrata muiden rakennejärjestelmien kustannuksiin. Jatkuvan sortumisen estäminen pilari-palkkirungolla on hieman ongelmallinen. Ulkoseinälinjoja täytyisi päästä hyödyntämään kantavina seinälinjoina, mutta silloin pilari-palkkirungon toimintaperiaate menettää merkitystään. Todennäköisesti tehokkaampi vaihtoehto olisi toteuttaa rakennuksen jäykistäminen mastoseiniä ja jäykistäviä ulkoseinälinjoja käyttäen. Samalla ulkoseinälinjat voisivat olla myös kantavia seiniä, jolloin pilareita ei tarvita. Pilari-palkkirunko antaa mahdollisuuden tilamuutoksille, mutta asuinkerrostaloissa se ei yleensä tule tarpeeseen.

Jatkotutkimus mahdollisuuksia työlle on monenlaisia. Rakennuksen runkoa voitaisiin toteuttaa eri runkojärjestelmällä ja sen etuja ja kustannuksia voitaisiin ver-

rata tässä työssä toteutettuun pilari-palkkirunkojärjestelmään. Mastoseinien kapasiteetti voitaisiin laskea tässä työssä lasketuille kuormituksille. Silloin tulisi myös kyseeseen vertailla erilaisia mastoseinän ankkurointi keinoja. Ripalaatan jäykkyysmatriisin luominen loisi huomattavasti nopeamman ja tarkemman laskentapohjan FEM-ohjelmille.

## Lähteet

1. SFS-EN 1991-1-1/AC. Eurokoodi 1. Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Suomen standardisoimisliitto SFS. Helsinki 2011.
2. SFS-EN 1991-1-3 + AC + A1. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. Suomen standardisoimisliitto SFS. Helsinki 2015.
3. RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2017.
4. SFS-EN 1991-1-4 + AC + A1. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. Suomen standardisoimisliitto SFS. Helsinki 2011.
5. SFS-EN 1990 + A1 + AC. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Suomen standardisoimisliitto SFS. Helsinki 2006.
6. RIL 205-1-2017. Puurakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2017.
7. Proholz Austria. 2014. Cross laminated timber Structural design. <http://www.proholz.at/shop/publikation-detail/kategorie/information/produkt/cross-laminated-timber-structural-design/>. 30.09.2019.
8. Wikipedia. 2018. Suurelementit. <https://fi.wikipedia.org/wiki/Suurelementti>. 30.09.2019.
9. MetsäWood. Kerto-Q. <https://www.metsawood.com/fi/tuotteet/kerto/Pages/Kerto-Q.aspx>. 30.09.2019.
10. Julien Lapère. 2018. LVL solutions for modern wood construction. Stora Enso. [https://www.karelia.fi/puurakentaminen/wp-content/uploads/2018/05/LVL\\_solutions\\_for\\_modern\\_wood\\_construction.pdf](https://www.karelia.fi/puurakentaminen/wp-content/uploads/2018/05/LVL_solutions_for_modern_wood_construction.pdf). 30.09.2019.
11. SFS-EN 1995-1-1 + A1 + A2 + AC. Eurokoodi 5. Puurakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS. Helsinki 2014.
12. SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS. Helsinki 2015.



13. Metsä Wood. 2018. FinnWood. <https://www.metsawood.com/fi/tyokalut/Finnwood/Pages/default.aspx>. 30.09.2019.
14. Dlubal. RFEM – FEM structural Analysis Software. <https://www.dlubal.com/en/products/rfem-fea-software/what-is-rfem>. 30.09.2019.
15. Metsä Wood. Kerto-S. <https://www.metsawood.com/fi/tuotteet/kerto/Pages/Kerto-Q.aspx>. 30.09.2019.
16. Würth. 2019. Würth ASSY-ruuvien mitoitusohjelma. <http://www.wuerth.software/Home/index/fi>. 30.09.2019.
17. Rothoblaas. WHT XXL. <https://www.rothoblaas.com/products/fastening/brackets-and-plates/tensile-angle-brackets-and-plates-for-buildings/wht-xxl>. 30.09.2019.
18. Rothoblaas. Alumidi. <https://www.rothoblaas.com/products/fastening/brackets-and-plates/concealed-junctions/alumidi>. 30.09.2019.
19. Rothoblaas. Myproject. <https://www.rothoblaas.com/software>. 30.09.2019.
20. Matti Lähteenmäki. Elementtimenetelmän perusteet. <http://www2.amk.fi/digma.fi/www.amk.fi/material/attachments/van-haamk/digma/5h5F5G0jJ/FES01.pdf>. 30.09.2019.
21. Pekka Laakkonen. 2016. 4-KERROKSISEN CLT-TILAELEMENTTITORNIN JÄYKISTYSKAPASITEETTI. <https://dspace.cc.tut.fi/dpub/bitstream/handle/123456789/24432/laakkonen.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. 30.09.2019.
22. RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2017.
23. Puuinfo. 2017. Levyjäykisteen mitoitus versio 1 3.xls. <https://www.puuinfo.fi/mitoitushjelmat/levyjäykisteen-mitoitusohjelma>. 30.09.2019.
24. Elementtisuunnittelu. 2010. Korkeiden rakennusten jäykistys BES 2010. <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/laskentaperiaatteet>. 30.09.2019.
25. American Society of Civil Engineers. 2010. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. [https://www.waterboards.ca.gov/waterrights/water\\_issues/programs/bay\\_delta/california\\_waterfix/exhibits/docs/dd\\_jardins/DDJ-148%20ASCE%207-10.pdf](https://www.waterboards.ca.gov/waterrights/water_issues/programs/bay_delta/california_waterfix/exhibits/docs/dd_jardins/DDJ-148%20ASCE%207-10.pdf). 30.09.2019.

26. Malone, T. & Breneman, S. 2017. Wood Diaphragm and Shear Wall Flexibility. Woodworks. <https://www.woodworks.org/wp-content/uploads/5-over-2-Podium-Design-WoodWorks-Part-2-Diaphragm-Shear-Wall-Flexibility.pdf>. 30.09.2019.
27. Dlubal. RF-LAMINATE - Add-on Module for RFEM. <https://www.dlubal.com/en/products/rfem-and-rstab-add-on-modules/others/rf-laminate>. 30.09.2019.
28. Dlubal. RF-/TIMBER Pro - Add-on Module for RFEM/RSTAB. <https://www.dlubal.com/en/products/rfem-and-rstab-add-on-modules/timber-structures/rf-timber-pro>. 30.09.2019.
29. Puuinfo. HalliPES 1.0. Osa 11: Jäykistys 2014. [https://www.puuinfo.fi/sites/default/files/HalliPES\\_1.0\\_Osa\\_11\\_J%C3%A4ykistys.pdf](https://www.puuinfo.fi/sites/default/files/HalliPES_1.0_Osa_11_J%C3%A4ykistys.pdf). 30.09.2019.
30. American Wood Council. 2014. SDPWS 2015 EDITION. <https://www.awc.org/pdf/codes-standards/publications/sdpws/AWC-SDPWS2015-ViewOnly-1411.pdf>. 30.09.2019.
31. Elementtisuunnittelu. 2010. Asuinkerrostalon esimerkkilaskelmat BES 2010. [https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23641/Asuinkerrostalon%20mallilaskelmat\\_ver\\_5\\_20131115.pdf](https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23641/Asuinkerrostalon%20mallilaskelmat_ver_5_20131115.pdf). 30.09.2019.
32. Rothoblaas. VGU. <https://www.rothoblaas.com/products/fastening/screws/screws-structures/vgu>. 30.09.2019.
33. MetsaGroup:n Jussi Bjormanin kanssa käydyt sähköpostit ja puhelut. 13.09.2019.

Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

© Copyright 2018 Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood

?

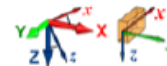
30.7.2019

Laskelmat on tehty alla olevilla lähtötiedoilla vain kyseiselle rakenneosalle. Laskelmissa esitetty rakenneosan pituus ei ole tilausmitta. Tilausmitassa on otettava huomioon esim. tuennan vaatima lisäpituus.

Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

RIL 205-1-2017 (19.12.2018)

Rakennemitoitus ilman onnettomuus-/palotilannetta



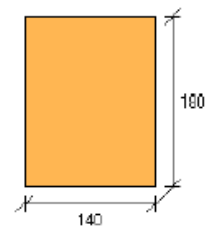
## PROJEKTITIEDOT:

Nimi: ?

D:\opinnäyetyö\pilari 140x180.s01

## RAKENNETIEDOT:

Rakennetyyppi: Pilari  
 Materiaali: GL30c  
 Poikkileikkaus: 140x180  
 (B=140 mm, H=180 mm, A=25200 mm<sup>2</sup>, I<sub>y</sub>=68040000 mm<sup>4</sup>, W<sub>y</sub>=756000 mm<sup>3</sup>)  
 Käyttöluokka: 2  
 Seuraamusluokka: CC2 (KFI=1.0)  
 Kulma: 90.0 astetta



## Uloke-/jännevälipituudet:

Uloke/jänneväli: Pystymitta [mm]:  
 Jänneväli 1: 3644.0  
 Yhteensä: 3644.0

Tuki:	Sijainti x [mm]:	Tyyppi:
1:	0	Kiinteä niveltuki (X,Z)
2:	3644	Liukutuki (X)

f <sub>m,k</sub> (M <sub>y</sub> ):	33.00 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>m,k</sub> (M <sub>z</sub> ):	30.00 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>c,0,k</sub> :	24.50 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>c,90,k</sub> :	2.50 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>t,0,k</sub> :	21.45 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>t,90,k</sub> :	0.50 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>v,k</sub> (V <sub>z</sub> ):	3.50 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>v,k</sub> (V <sub>y</sub> ):	3.50 N/mm <sup>2</sup>
E <sub>mean</sub> :	13000 N/mm <sup>2</sup>
G <sub>mean</sub> :	650 N/mm <sup>2</sup>
E <sub>0.05</sub> :	10800 N/mm <sup>2</sup>
G <sub>0.05</sub> :	540 N/mm <sup>2</sup>
Tilavuuspaino:	5.00 kN/m <sup>3</sup> (omapainon laskentaa varten)

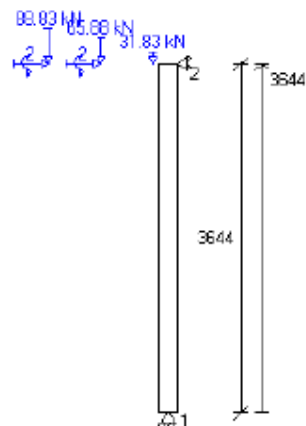
Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

© Copyright 2018 Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood

?

30.7.2019

km-kerroin:	0.70
kcr-kerroin:	1.00
Osavamuusluku:	1.25
Aikaluokka:	kmod:
Pysyvä:	0.600
Pitkäaikainen:	0.700
Keskipitkä:	0.800
Lyhytaikainen:	0.900
Hetkellinen:	1.100
kdef:	0.800

**KUORMITUSTIEDOT:**

Omapaino (Omapaino, Pysyvä):

Pistekuorma: 1:	FZ = 88.83 kN	x = 3644.0 mm
Pistekuorma: 2:	Mz = 0.093 kNm	x = 3644.0 mm
Rakenneosan paino:	QZ = 0.126 kN/m	x = 0 - 3644 mm

Hyötykuorma (Hyötykuorma A, Keskipitkä, MRT/KRT-liikkuvuus = 100.0 %):

Pistekuorma: 1:	FZ = 65.88 kN	x = 3644.0 mm
Pistekuorma: 2:	Mz = 0.200 kNm	x = 3644.0 mm

Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

© Copyright 2018 Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood

?

30.7.2019

---

Lumikuorma (Lumikuorma  $Sk < 2.75 \text{ kN/m}^2$ , Keskipitkä):  
Pistekuorma: 1: FZ = 31.83 kN x = 3644.0 mm

---

**KUORMITUSYHDISTELMÄT:**

---

Yhdistelmä 1 (MRT, Pysyvä)  
0.90\*Omapaino

---

Yhdistelmä 2 (MRT, Pysyvä)  
1.00\*1.35\*Omapaino

---

Yhdistelmä 3 (MRT, Keskipitkä)  
1.00\*1.15\*Omapaino + 1.00\*1.50\*Hyötykuorma

---

Yhdistelmä 4 (MRT, Keskipitkä)  
1.00\*1.15\*Omapaino + 1.00\*1.50\*Hyötykuorma + 1.00\*1.50\*0.70\*Lumikuorma

---

Yhdistelmä 5 (MRT, Keskipitkä)  
1.00\*1.15\*Omapaino + 1.00\*1.50\*0.70\*Hyötykuorma + 1.00\*1.50\*Lumikuorma

---

Yhdistelmä 8 (MRT, Keskipitkä)  
1.00\*1.15\*Omapaino + 1.00\*1.50\*0.70\*Hyötykuorma + 1.00\*1.50\*0.70\*Lumikuorma

---

Yhdistelmä 9 (KRT)  
1.00\*Omapaino

---

Yhdistelmä 10 (KRT)  
1.00\*Omapaino + 1.00\*Hyötykuorma + 1.00\*0.70\*Lumikuorma

---

Yhdistelmä 11 (KRT)  
1.00\*Omapaino + 1.00\*0.70\*Hyötykuorma + 1.00\*Lumikuorma

---

Yhdistelmä 12 (KRT)  
1.00\*Omapaino + 1.00\*0.70\*Hyötykuorma + 1.00\*0.70\*Lumikuorma

---

**MITOITUS:**

---

Mitoitusstandardi: EN 1995-1-1:2004 + A1:2008 + A2:2014 + RIL 205-1:2017  
Kokonaiskäyttöaste: 77.6 %

---

**MITOITUSPARAMETRIT:**

Taipumaraja  $W_{net,fin}$ : L/300  
Korotuskerroin, vasen uloke: 2.00  
Korotuskerroin, oikea uloke: 2.00  
Nurjahdus z-suuntaan:  $L_c = 0.70 \cdot L$

---

Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

© Copyright 2018 Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood

?

30.7.2019

Nurjahdus y-suuntaan: Lc = 0.70\*L  
Kiepahdus on estetty

**MITOITUKSEN ÄÄRIARVOT:**

Tarkastelu:	Mitoitusarvo:	Raja-arvo:	Käyttöaste %:	Sijainti x:	
Leikkaus (y):	0.11 kN	37.63 kN	0.3 %	638 mm	Yhdistelmä 3/1, Keskipitkä
Puristus:	234.92 kN	316.84 kN	74.1 %	0 mm	Yhdistelmä 4/1, Keskipitkä
Taivutus (Mz):	0.41 kNm	11.29 kNm	3.6 %	3644 mm	Yhdistelmä 3/1, Keskipitkä
(laskettu ilman kiepahdusta)					
Taivutus+puristus:	0.78	1.00	77.6 %	3644 mm	Yhdistelmä 4/1, Keskipitkä
(My=0.00 kNm, Mz=0.41 kNm, Nx=234.40 kN)					
jänneväli 1, Wz,inst:	-0.0 mm	- mm	- %	91 mm	Yhdistelmä 10/1
jänneväli 1, Wz,net,fin:	-0.0 mm	12.1 mm	0.0 %	91 mm	Yhdistelmä 10/1
jänneväli 1, Wy,inst:	-0.5 mm	- mm	- %	2095 mm	Yhdistelmä 10/1
jänneväli 1, Wy,net,fin:	-0.7 mm	- mm	- %	2095 mm	Yhdistelmä 10/1

**ÄÄRIARVOJEN KUORMITUSYHDISTELMÄT**

Yhdistelmä 3/1 (Keskipitkä):

1.15\*Omapaino + 1.50\*Hyötykuorma

Yhdistelmä 4/1 (Keskipitkä):

1.15\*Omapaino + 1.50\*Hyötykuorma + 1.05\*Lumikuorma

Yhdistelmä 10/1 :

1.00\*Omapaino + 1.00\*Hyötykuorma + 0.70\*Lumikuorma

**VOIMASUUREIDEN ÄÄRIARVOT:**

Tulos:	Maksimiarvo:	Sijainti x:
Nx,max	234.92 kN	0 mm
Vz,max	0.00 kN	0 mm
Vy,max	0.11 kN	638 mm
Mx,max	0.00 kNm	0 mm
Mz,max	0.41 kNm	3644 mm
My,max	0.00 kNm	91 mm

**TUKIREAKTIOT:**

FZ:

Tuki:	MRTmax:	MRTmin:	KRTmax:	KRTmin:
1:	234.92 kN	80.36 kN	177.45 kN	89.29 kN
2:	0.00 kN	0.00 kN	0.00 kN	0.00 kN

FY:

Tuki:	MRTmax:	MRTmin:	KRTmax:	KRTmin:
1:	0.11 kN	0.02 kN	0.08 kN	0.03 kN
2:	-0.02 kN	-0.11 kN	-0.03 kN	-0.08 kN

- KRT tukireaktiot ovat vain vertailua varten

## TUKIREAKTIOT KUORMITUSTAPAUKSITTAIN (OMINAISARVOT):

Kuormitustapaus:	Omapaino	
Tuki:	FZ [kN]:	FY [kN]:
1:	89.29	0.03
2:	0.00	-0.03
Kuormitustapaus:	Hyötykuorma	
Tuki:	FZ [kN]:	FY [kN]:
1:	65.88	0.05
2:	0.00	-0.05
Kuormitustapaus:	Lumikuorma	
Tuki:	FZ [kN]:	
1:	31.83	
2:	0.00	

## HUOMIOT:

- EN 1995-1-1-standardin, sen täydennysosien A1:2008, A2:2014 ja Suomen kansallisten liitteiden sekä RIL 205-1-2017 -suunnitteluohjeen mukainen laskenta
- VTT on tehnyt kolmannen osapuolen tarkistuksen ohjelmalle (VTT-S-03665-17 ja VTT-S-05393-17)
- MRT = Murtorajatila, KRT = Käyttörajatila
- \*) Yhteisvaikutustarkasteluissa %-luku tarkoittaa mitoitusarvon ja raja-arvon suhdetta, ei todellista käyttöastetta
- Liittyvän alapuolisen rakenteen tukipainekestävyys tulee tarkistaa erikseen
- Mitoituksessa ei huomioida ulokkeiden alle 20 mm taipumaa ylöspäin
- Värähtely- ja taipumatarkastelua ei tehdä alle 200 mm pituisille ulokkeille
- Leikkausmuodonmuutos on mukana käyttörajatilamitoituksessa
- Leikkausmuodonmuutos ei ole mukana voimasuureiden laskennassa
- Rakenneosan koon vaikutus lujuuteen on otettu huomioon ominaisarvoissa kertoimilla kh ja kl
- Suunnittelijan tulee kiinnittää huomiota myös rakennedetaileihin ja valmistaa, ettei rakenteisiin muodostu vesitaskuja

Laskelmissa ei ole huomioitu rakennusaikaisia kuormia eikä kosteusolosuhteita. Mahdolliset rakennusaikaiset lisätuennat on mitoitettava erikseen. Rakennuksen kokonaisjäykistystä ja siitä johtuvia vaakavoimia ei ole huomioitu. Rakenneosan (palkki, pilari, laatta) soveltuvuus kokonaisuuteen on päärakennesuunnittelijan tarkistettava erikseen.

Finnwood-ohjelmistolla tehdyt laskelmat ja tulosteet ovat voimassa vain ohjelmistoon tallennettujen Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Woodin tuotteiden kanssa. Nämä tuotteet on tarvittaessa osoitettava rakennuspaikalla hankkeen osapuolille sekä viranomaisille. Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood tai sen tytäryhtiöt eivät vastaa käyttäjälle tai kolmannelle osapuolelle muiden valmistajien tuotteista tai niiden käytöstä Finnwood-ohjelmistossa, ohjelmiston perusteella näin tehdyistä laskelmista ja tulosteista tai kolmansien valmistajien tuotteista tai niiden käytöstä aiheutuneista virheistä, menetyksistä tai vahingoista. Näitä ehtoja ei saa poistaa tulosteesta.

### 1.1.1 GENERAL DATA

Members to design:	All		
Design according to Standard:	SFS EN 1995-1-1/NA:2007-11		
Ultimate Limit State Design			
Load combinations to design:	CO1	1.35G	
	CO2	1.15G + 1.5Q/A	
	CO3	1.15G + 1.5Q/A + 1.05Qs	
	CO4	1.15G + 1.5Qs	
	CO5	1.15G + 1.05Q/A + 1.5Qs	

### 1.1.2 DETAILS

Stability analysis:	Stability analysis acc. to Equivalent Member Method
Allow further design if angle of principal axis does not exceed limit:	$ \alpha  \leq 5.00^\circ$

### 1.1.3 DATA FOR STANDARD

Partial Factor for Material Properties			
Glued Laminated Timber - Fundamentor Situation	γ <sub>m</sub>	1.250	
Glued Laminated Timber - Connections	γ <sub>m</sub>	1.250	
Steel stiffeners (EN 1993)	γ <sub>m</sub>	1.250	
Accidental Situation	γ <sub>m</sub>	1.000	
For Timber in Fire	γ <sub>m</sub>	1.000	
Modification Factor $k_{mod}$			
Glued Laminated Timber			
LDC			
Permanent	1	2	3
Long-term	0.600	0.600	0.500
Medium-term	0.700	0.700	0.550
Short-term	0.800	0.800	0.650
Instantaneous	1.100	1.100	0.900
Parameters for Glued Laminated Timber			
Charring rate β <sub>0</sub>	0.70	mm/min	
Increased charring d <sub>0</sub>	7.00	mm	
Factor k <sub>0</sub>	1.15		

### 1.1.4 USED STANDARDS

No.	Standard	Standard Description
[1]	SFS EN 1995-1-1/NA:2007-11	Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
[2]	SFS EN 1995-1-2/NA:2007-11	Part 1-2: General - Structural fire design
[3]	SFS EN 14080:2013-08	Timber structures - Glued laminated timber and solid timber - Requirements
[4]	SFS EN 338:2010-01	Structural timber - Strength classes

### 1.2 MATERIALS

Matl. No.	Description	Factor Category	Comment
3	Glulam Timber GL30c   SFS EN 1995-1-1-10	Glued Laminated Timber	

### 1.3.1 CROSS-SECTIONS

Sect. No.	Matl. No.	Cross-section Description [mm]	Max Design Ratio	Comment
3	3	T-Rectangle 140/180	0.73	

### 1.4 LOAD DURATION AND SERVICE CLASS

LC/CO/RC	LC, CO or RC Description	Load Case Type	Classification of Load Duration
LC1	OP	Permanent	Permanent
LC2	Hybly	Imposed - Category A: domestic, residential areas	Medium-term
LC3	Lumt	Snow - s-k < 2.75 kN/m <sup>2</sup>	Medium-term
CO1	1.35G	-	Permanent
CO2	1.15G + 1.5Q/A	-	Medium-term
CO3	1.15G + 1.5Q/A + 1.05Qs	-	Medium-term
CO4	1.15G + 1.5Qs	-	Medium-term
CO5	1.15G + 1.05Q/A + 1.5Qs	-	Medium-term
Service Class SECL			
Service Class 1: Identical for All Members/Sets of Members			



### 1.5 EFFECTIVE LENGTHS - MEMBERS

Member No.	Buckling Possible	Buckling About Axis y		Buckling About Axis z		Lateral-Torsional Buckling	
		Possible	$k_{y,y}$	$L_{y,y}$ [m]	Possible	$k_{y,z}$	$L_{y,z}$ [m]
1	0	0	0.700	2.551	0	0.700	2.551
2	0	0	0.700	2.210	0	0.700	2.210
3	0	0	0.700	2.210	0	0.700	2.210
4	0	0	0.700	2.346	0	0.700	2.346

### 2.1 DESIGN BY LOAD CASE

LC/CO/RC	Description	Member No.	Location x [m]	Design	Desi No.	DS	LDC
Ultimate Limit State Design							
CO1	1.350	1	2.733	0.45	328	PT	Permanent
CO2	1.150 + 1.50(A)	1	2.429	0.52	328	PT	Medium-term
CO3	1.150 + 1.50(A) + 1.050s	1	2.126	0.73	328	PT	Medium-term
CO4	1.150 + 1.50s	1	2.429	0.44	328	PT	Medium-term
CO5	1.150 + 1.050(A) + 1.50s	1	2.126	0.67	328	PT	Medium-term

### 2.2 DESIGN BY CROSS-SECTION

Sect. No.	Member No.	Location x [m]	LC/CO/RC	Design	Design No.	Description
3	T-Rectangle 140/180					
	1	0.000	CO3	0.57	102	Cross-section resistance - Compression along the grain acc. to 6.1.4
	2	2.009	CO3	0.01	112	Cross-section resistance - Shear due to shear force $V_y$ acc. to 6.1.7
	1	2.126	CO3	0.34	172	Cross-section resistance - Uniaxial bending about z-axis and compression acc. to 6.2.4
	1	0.000	CO3	0.71	303	Compression member with axial compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	1	2.126	CO3	0.73	328	Member with bending about z-axis and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes

### 2.4 DESIGN BY MEMBER

Member No.	Location x [m]	LC/CO/RC	Design	Design No.	Description
1	Cross-section No. 3 - T-Rectangle 140/180				
	0.000	CO3	0.57	102	Cross-section resistance - Compression along the grain acc. to 6.1.4
	0.000	CO3	0.01	112	Cross-section resistance - Shear due to shear force $V_y$ acc. to 6.1.7
	2.126	CO3	0.34	172	Cross-section resistance - Uniaxial bending about z-axis and compression acc. to 6.2.4
	0.000	CO3	0.71	303	Compression member with axial compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	2.126	CO3	0.73	328	Member with bending about z-axis and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
2	Cross-section No. 3 - T-Rectangle 140/180				
	0.000	CO3	0.43	102	Cross-section resistance - Compression along the grain acc. to 6.1.4
	2.009	CO3	0.01	112	Cross-section resistance - Shear due to shear force $V_y$ acc. to 6.1.7
	0.000	CO3	0.21	172	Cross-section resistance - Uniaxial bending about z-axis and compression acc. to 6.2.4
	2.009	CO3	0.49	303	Compression member with axial compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	0.000	CO3	0.52	328	Member with bending about z-axis and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
3	Cross-section No. 3 - T-Rectangle 140/180				
	0.000	CO5	0.31	102	Cross-section resistance - Compression along the grain acc. to 6.1.4
	1.148	CO3	0.01	112	Cross-section resistance - Shear due to shear force $V_y$ acc. to 6.1.7
	3.157	CO5	0.11	172	Cross-section resistance - Uniaxial bending about z-axis and compression acc. to 6.2.4
	1.148	CO5	0.35	303	Compression member with axial compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	3.157	CO5	0.37	328	Member with bending about z-axis and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
4	Cross-section No. 3 - T-Rectangle 140/180				
	0.000	CO5	0.20	102	Cross-section resistance - Compression along the grain acc. to 6.1.4
	0.000	CO5	0.05	172	Cross-section resistance - Uniaxial bending about z-axis and compression acc. to 6.2.4
	2.133	CO4	0.23	303	Compression member with axial compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes
	0.000	CO5	0.24	328	Member with bending about z-axis and compression acc. to 6.3.2 - Buckling about both axes

Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

© Copyright 2018 Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood

MAKSIMIKÄYTTÖASTE YLITTYI

?

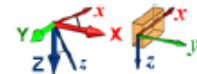
18.8.2019

Laskelmat on tehty alla olevilla lähtötiedoilla vain kyseiselle rakenneosalle. Laskelmissa esitetty rakenneosan pituus ei ole tilausmitta. Tilausmitassa on otettava huomioon esim. tuennan vaatima lisäpituus.

Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

RIL 205-1-2017 (19.12.2018)

Rakennemitoitus ilman onnettomuus-/palotilannetta



## PROJEKTITIEDOT:

Nimi: ?

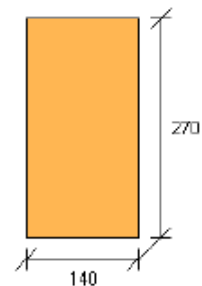
F:\opinnäyetyö\palkki 140x270.s01

## RAKENNETIEDOT:

Rakennetyyppi: Lattiapalkki/laatta  
 Materiaali: GL30c  
 Poikkileikkaus: 140x270  
 (B=140 mm, H=270 mm, A=37800 mm<sup>2</sup>, I<sub>y</sub>=229635000 mm<sup>4</sup>, W<sub>y</sub>=1701000 mm<sup>3</sup>)  
 Käyttöluokka: 1  
 Seuraamusluokka: CC2 (KFI=1.0)

## Uloke-/jännevälipituudet:

Uloke/jänneväli: Vaakamitta [mm]:  
 Jänneväli 1: 3871.0  
 Yhteensä: 3871.0



Tuki:	Sijainti x [mm]:	Leveys [mm]:	Tyyppi:
1:	0	100	Kiinteä niveltuki (X,Z)
2:	3871	100	Liukutuki (Z)

f <sub>m,k</sub> (M <sub>y</sub> ):	32.49 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>m,k</sub> (M <sub>z</sub> ):	30.00 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>c,0,k</sub> :	24.50 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>c,90,k</sub> :	2.50 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>t,0,k</sub> :	21.12 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>t,90,k</sub> :	0.50 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>v,k</sub> (V <sub>z</sub> ):	3.50 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>v,k</sub> (V <sub>y</sub> ):	3.50 N/mm <sup>2</sup>
E <sub>mean</sub> :	13000 N/mm <sup>2</sup>
G <sub>mean</sub> :	650 N/mm <sup>2</sup>
E 0.05:	10800 N/mm <sup>2</sup>
G 0.05:	540 N/mm <sup>2</sup>
Tilavuuspaino:	5.00 kN/m <sup>3</sup> (omapainon laskentaa varten)
km-kerroin:	0.70

Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

© Copyright 2018 Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood

**MAKSIMIKÄYTTÖASTE YLITTYI**

?

18.8.2019

kcr-kerroin: 1.00

Osavarmuusluku: 1.25

Aikaluokka: kmod:

Pysyvä: 0.600

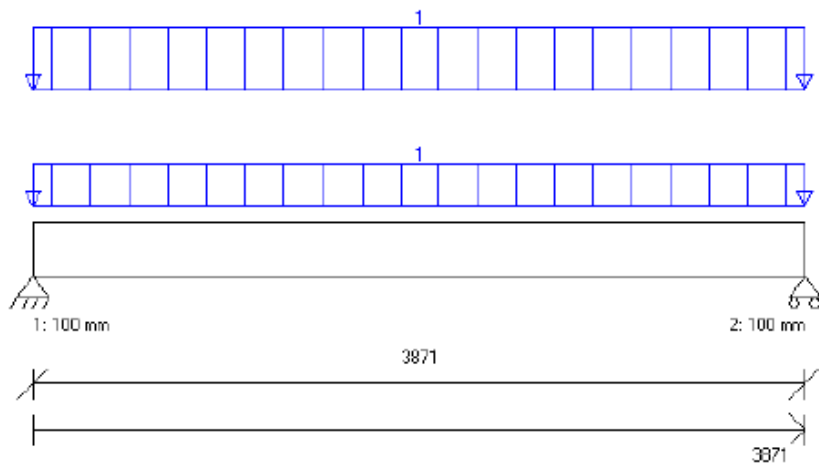
Pitkäaikainen: 0.700

Keskipitkä: 0.800

Lyhytaikainen: 0.900

Hetkellinen: 1.100

kdef: 0.600

**KUORMITUSTIEDOT:**

Omapaino (Omapaino, Pysyvä):

Rakenneosan paino: QZ = 0.189 kN/m x = 0 - 3871 mm

viivakuorma: 1: QZ = 5.919 kN/m x = 0 - 3871 mm

Hyötykuorma (Hyötykuorma A, Keskipitkä, MRT/KRT-liikkuvuus = 100.0 %):

viivakuorma: 1: QZ = 3.908 kN/m x = 0 - 3871 mm

**KUORMITUSYHDISTELMÄT:**

Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

© Copyright 2018 Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood

MAKSIMIKÄYTTÖASTE YLITTYI

?

18.8.2019

Yhdistelmä 1 (MRT, Pysyvä)

1.00\*1.35\*Omapaino

Yhdistelmä 2 (MRT, Keskipitkä)

1.00\*1.15\*Omapaino + 1.00\*1.50\*Hyötykuorma

Yhdistelmä 3 (MRT, Keskipitkä)

0.90\*Omapaino + 1.00\*1.50\*Hyötykuorma

Yhdistelmä 5 (MRT, Keskipitkä)

1.00\*1.15\*Omapaino + 1.00\*1.50\*0.70\*Hyötykuorma

Yhdistelmä 9 (MRT, Pysyvä)

1.00\*1.15\*Omapaino

Yhdistelmä 10 (MRT, Pysyvä)

0.90\*Omapaino

Yhdistelmä 13 (KRT)

1.00\*Omapaino

Yhdistelmä 14 (KRT)

1.00\*Omapaino + 1.00\*Hyötykuorma

Yhdistelmä 16 (KRT)

1.00\*Omapaino + 1.00\*0.70\*Hyötykuorma

**MITOITUS:**

Mitoitusstandardi:

EN 1995-1-1:2004 + A1:2008 + A2:2014 + RIL 205-1:2017

Kokonaiskäyttöaste:

119.4 %

**MITOITUSPARAMETRIT:**

Taipumaraja Winst: L/400

Taipumaraja Wnet,fin: L/300

Korotuskerroin, vasen uloke: 2.00

Korotuskerroin, oikea uloke: 2.00

Nurjahdus on estetty molempiin suuntiin (y ja z)

Kiepahdus taivutuksesta My (y-askelin suhteen):

Kiepahdustukiväli rakenteen yläpuolella: Lk1 = 300.00 mm

Kiepahdustukiväli rakenteen alapuolella: Lk2 = Päätukien välimatka

Lef1 = Lk1 ja Lef2 = Lk2 (Esim. kuormitus neutraaliakselilla/kiepahdustukien kautta)

HUOM! Lk1:ta käytetään, kun My&gt;0 ja Lk2:ta, kun My&lt;0

Värähtelymitoitusta ei ole tehty

**MITOITUKSEN ÄÄRIARVOT:**

Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

© Copyright 2018 Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood

**MAKSIMIKÄYTTÖASTE YLITTYI**

?

18.8.2019

Tarkastelu:	Mitoitusarvo:	Raja-arvo:	Käyttöaste *):	Sijainti x:	
Leikkaus (z):	24.94 kN	56.45 kN	44.2 %	0 mm	Yhdistelmä 2/1, Keskipitkä
Taivutus (My):	24.14 kNm	35.37 kNm	68.2 %	1936 mm	Yhdistelmä 2/1, Keskipitkä
(ilman kiepahdusta):	24.14 kNm	35.37 kNm	68.2 %	1936 mm	Yhdistelmä 2/1, Keskipitkä
Tukipaine, tuki 1:	24.94 kN	50.96 kN	48.9 %	0 mm	Yhdistelmä 2/1, Keskipitkä
Tukipainekerroin = 2.27					
Tukipaine, tuki 2:	24.94 kN	50.96 kN	48.9 %	3871 mm	Yhdistelmä 2/1, Keskipitkä
Tukipainekerroin = 2.27					
jänneväli 1, Wz,inst:	10.7 mm	9.7 mm	110.8 %	1936 mm	Yhdistelmä 14/1
jänneväli 1, Wz,net,fin:	15.4 mm	12.9 mm	119.4 %	1936 mm	Yhdistelmä 14/1

**ÄÄRIARVOJEN KUORMITUSYHDISTELMÄT**

Yhdistelmä 2/1 (Keskipitkä):

1.15\*Omapaino + 1.50\*Hyötykuorma

Yhdistelmä 14/1 :

1.00\*Omapaino + 1.00\*Hyötykuorma

**VOIMASUUREIDEN ÄÄRIARVOT:**

Tulos:	Maksimiarvo:	Sijainti x:
Vz,max	24.94 kN	0 mm
My,max	24.14 kNm	1936 mm

**TUKIREAKTIOT:**

Tuki:	MRTmax:	MRTmin:	KRTmax:	KRTmin:
1:	24.94 kN	10.64 kN	19.39 kN	11.82 kN
2:	24.94 kN	10.64 kN	19.39 kN	11.82 kN

- KRT tukireaktiot ovat vain vertailua varten

**TUKIREAKTIOT KUORMITUSTAPAUKSITTAIN (OMINAISARVOT):**

Kuormitustapaus:	Omapaino
Tuki:	FZ [kN]:
1:	11.82
2:	11.82
Kuormitustapaus:	Hyötykuorma
Tuki:	FZ [kN]:
1:	7.56
2:	7.56

**HUOMIOT:**

- EN 1995-1-1-standardin, sen täydennysosien A1:2008, A2:2014 ja Suomen kansallisten liitteiden sekä RIL 205-1-2017 -suunnitteluohjeen mukainen laskenta
- VTT on tehnyt kolmannen osapuolen tarkistuksen ohjelmalle (VTT-S-03665-17 ja VTT-S-05393-17)

Finnwood 2.4.2 (2.4.086)

© Copyright 2018 Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood

**MAKSIMIKÄYTTÖASTE YLITTYI**

?

18.8.2019

- 
- MRT = Murtorajatila, KRT = Käyttörajatila
  - \*) Yhteisvaikutustarkasteluissa %-luku tarkoittaa mitoitusarvon ja raja-arvon suhdetta, ei todellista käyttöastetta
  - Liittyvän alapuolisen rakenteen tukipainekestävyys tulee tarkistaa erikseen
  - Mitoituksessa ei huomioida ulokkeiden alle 20 mm taipumaa ylöspäin
  - Värähtely- ja taipumatarkastelua ei tehdä alle 200 mm pituisille ulokkeille
  - Leikkausmuodonmuutos on mukana käyttöraja-tilamitoituksessa
  - Leikkausmuodonmuutos ei ole mukana voimasuureiden laskennassa
  - Rakenneosan koon vaikutus lujuuteen on otettu huomioon ominaisarvoissa kertoimilla kh ja kl
  - Suunnittelijan tulee kiinnittää huomiota myös rakennedetaileihin ja varmistaa, ettei rakenteisiin muodostu vesitaskuja
- 

Laskelmissa ei ole huomioitu rakennusaikaisia kuormia eikä kosteusolosuhteita. Mahdolliset rakennusaikaiset lisätuennat on mitoitettava erikseen. Rakennuksen kokonaisjäykistystä ja siitä johtuvia vaakavoimia ei ole huomioitu. Rakenneosan (palkki, pilari, laatta) soveltuvuus kokonaisuuteen on päärakennesuunnittelijan tarkistettava erikseen.

Finnwood-ohjelmistolla tehdyt laskelmat ja tulosteet ovat voimassa vain ohjelmistoon tallennettujen Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Woodin tuotteiden kanssa. Nämä tuotteet on tarvittaessa osoitettava rakennuspaikalla hankkeen osapuolille sekä viranomaisille. Metsäliitto Osuuskunta, Metsä Wood tai sen tytäryhtiöt eivät vastaa käyttäjälle tai kolmannelle osapuolelle muiden valmistajien tuotteista tai niiden käytöstä Finnwood-ohjelmistossa, ohjelmiston perusteella näin tehdyistä laskelmista ja tulosteista tai kolmansien valmistajien tuotteista tai niiden käytöstä aiheutuneista virheistä, menetyksistä tai vahingoista. Näitä ehtoja ei saa poistaa tulosteesta.

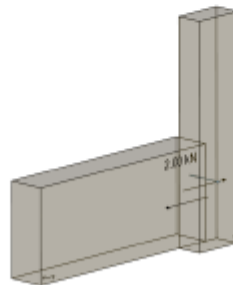
---



Projektin nimi:		Ohjelman nimi:	
Osa:		Projektsivu:	1 / 5
Pvä:	05.08.2019	Sivu:	
Ohjelman nimi:	20182116415	Käyttäjänimi:	

## Liitoksen sall. kuormitus, kun siihen kohdistuu leikkaus- tai aksiaalinen vetorasitus

Mitoitusmääräys: SFS-EN 1995-1-1 + NA



### Vaaditut kiinnikkeet

Würth wood screws ASSY plus 8,0x200/81 uppokanta (0165 118 200 sinkitty, sinipassivoitu / 0165 228 200 sinkitty, keltapassivoitu)

### Geometria ja materiaali

#### osa 1 (Kiinnikkeen pää)

Materiaali		Liimapuu, yhdistetty
Lujuusluokka		GL30c
Paksuus / Korkeus	$t_1 / h_1$	= 14,0 cm / 27,0 cm
Voima-puunsyy -kulma	$\alpha_1$	= 90,0°
Tilavuuspaino	$\rho_{k,1}$	= 390 kg/m³
Modifikaatiokerroin	$k_{mod,1}$	= 0,80
Esiporatut reiät	$d_0$	= 5,0 mm

Liitosien keskimääräiset etäisyydet (mm)

$a_1$	$a_{3,t}$	$a_{3,c}$	$a_2$	$a_{4,t}$	$a_{4,c}$
32	56	56	32	56	24

#### osa 2

Materiaali		LVL
Lujuusluokka		GL75
Paksuus / Korkeus	$t_2 / h_2$	= 20,0 cm / 50,0 cm
Voima-puunsyy -kulma	$\alpha_2$	= 180,0°
Tilavuuspaino	$\rho_{k,2}$	= 730 kg/m³
Modifikaatiokerroin	$k_{mod,2}$	= 0,80
Esiporatut reiät	$d_0$	= 6,0 mm

Liitosien keskimääräiset etäisyydet (mm)

$a_1$	$a_{3,t}$	$a_{3,c}$	$a_2$	$a_{4,t}$	$a_{4,c}$
40	96	56	24	24	24

### Kuormitus

Käyttöluokka		2
Kuormituksen kestoaika		keski
Laskennallinen leikkausvoima	$F_{V,Ed}$	= 2,00 kN
Laskennallinen vetovoima	$F_{ax,Ed}$	= 0,00 kN



Projektin nimi:		Ohjelman nimi:	
Osa:		Projektiiviv:	
Pvä:	05.08.2019	Sivu:	2 / 5
Ohjelman nimi:	20182116415	Käyttäjänimi:	

### Liitososa

Valittu	Würth wood screws ASSY plus 8,0x200/81 uppokanta
Tuotekoodi	0165 118 200 sinkitty, sinipassivoitu / 0165 228 200 sinkitty, keltapassivoitu
Mitoitusmääräys	ETA-11/0190
halkaisija	d = 8,0 mm
kannan halkaisija	d <sub>h</sub> = 15,0 mm
Pituus	l = 200 mm
vetolujuus	F <sub>tens,k</sub> = 21,5 kN
myötö momentti	M <sub>y,k</sub> = 23,0 Nm
osittainen turvakero	Y <sub>M</sub> = 1,30

### Vetolujuus

osa		1	2	
tehollinen kierteen pituus	l <sub>ef,l</sub>	0	59	mm
Kiinnikkeen akselikulma - syyn suuntaan	α <sub>i</sub>	90,0	90,0	°
kulmakerroin	k <sub>ax,i</sub>	1,00	1,00	-
Kiinnikkeen akselikulma - kannen pinta	β <sub>i</sub>	---	0,0	°
kulmakerroin	k <sub>β,i</sub>	1,00	1,50	-
Kannan läpiveto parametri	f <sub>head,k,i</sub>	13,0	---	N/mm <sup>2</sup>
...Tilavuuspaino - f <sub>head,k,i</sub>	p <sub>k,i</sub>	390	---	kg/m <sup>3</sup>
...liittyvä tiheys - f <sub>head,k,i</sub>	p <sub>a,i</sub>	350	---	kg/m <sup>3</sup>
Ulosvetoparametri	f <sub>ax,k,i</sub>	---	35,0	N/mm <sup>2</sup>
...Tilavuuspaino - f <sub>ax,k,i</sub>	p <sub>k,i</sub>	---	730	kg/m <sup>3</sup>
...liittyvä tiheys - f <sub>ax,k,i</sub>	p <sub>a,i</sub>	---	730	kg/m <sup>3</sup>

ominaisuudet läpivedon kapasiteetille

$$F_{head,Rk} = f_{head,k,1} \cdot d_h^2 \cdot (p_{k,1} / p_{a,1})^{0,8} = 3,19 \text{ kN}$$

Ominainen ulosveto kapasiteetti

$$F_{ax,Rk,2} = k_{ax,2} \cdot f_{ax,k,2} \cdot d \cdot l_{ef,2} / k_{β,2} \cdot (p_{k,2} / p_{a,2})^{0,8} = 10,9 \text{ kN}$$

Ominaisuudet aksiaalille vetolujuudelle

$$F_{ax,Rk} = \min\{F_{head,Rk}; F_{ax,Rk,2}; F_{tens,k}\} = 3,19 \text{ kN}$$

Nimellisarvo aksiaalille vetolujuudelle

$$F_{ax,Rd} = \min\{k_{mod,1} \cdot F_{head,Rk}; k_{mod,2} \cdot F_{ax,Rk,2}; F_{tens,k}\} / Y_M = 1,96 \text{ kN}$$

### leikkauslujuus

osa		1	2	
Ankkurointisyvyys	t <sub>i</sub>	140	60	mm
Kiinnikkeen akselikulma - syyn suuntaan	α <sub>i</sub>	90,0	90,0	°
Tilavuuspaino	p <sub>k,i</sub>	390	730	kg/m <sup>3</sup>
Kiinnikkeen akselikulma - kannen pinta	β <sub>i</sub>	---	0,0	°
kulmakerroin	k <sub>β,i</sub>	---	1,20	-
Voiman kulma - syyn suunta	ε <sub>i</sub>	---	180,0	°
kulmakerroin	k <sub>ε,i</sub>	---	1,00	-
Ominainen upotusvoimakkuus	f <sub>h,k,i</sub>	29,4	36,5	N/mm <sup>2</sup>

Sallittu leikkauskuormitus saumaa kohti, EN 1995-1-1, 8.2

$$F_{1,v,Rk} = 33,0 = 33,0 \text{ kN} \quad (8.6-a)$$

$$F_{2,v,Rk} = 17,5 = 17,5 \text{ kN} \quad (8.6-b)$$

$$F_{3,v,Rk} = 11,6 + 0,80 = 12,4 \text{ kN} \quad (8.6-c)$$

$$F_{4,v,Rk} = 12,1 + 0,80 = 12,9 \text{ kN} \quad (8.6-d)$$

$$F_{5,v,Rk} = 6,28 + 0,80 = 7,08 \text{ kN} \quad (8.6-e)$$

$$F_{6,v,Rk} = 3,98 + 0,80 = 4,78 \text{ kN} \quad (8.6-f)$$

Sallittu osuus köysi vaikutuksesta:

$$\Delta F_{v,Rk} = \min\{\min F_{1,v,Rk}; 0,25 \cdot F_{ax,Rk}\} = 0,80 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk} = \min F_{1,v,Rk} = 4,78 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = (k_{1,mod} / \gamma_{1,M} \cdot k_{2,mod} / \gamma_{2,M})^{0,5} \cdot F_{v,Rk} = 2,94 \text{ kN}$$

### Ruuvien tehollinen lukumäärä

$$n_{v,ef} = 1,00$$

$$n_{ax,ef} = 1,00$$





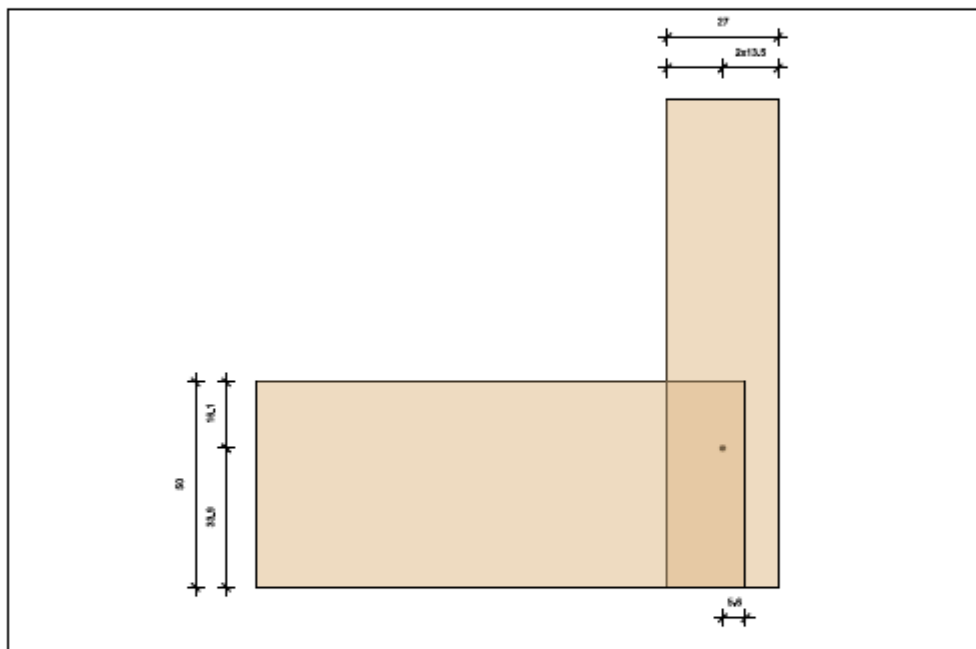
Projektin nimi:  
Osa:  
Pvä: 05.08.2019  
Ohjelman nimi: 20182116415

Ohjelman nimi  
Projektiivu:  
Sivu: 3 / 5  
Käyttäjänimi:

### Todistus

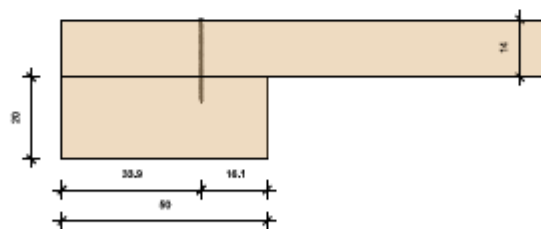
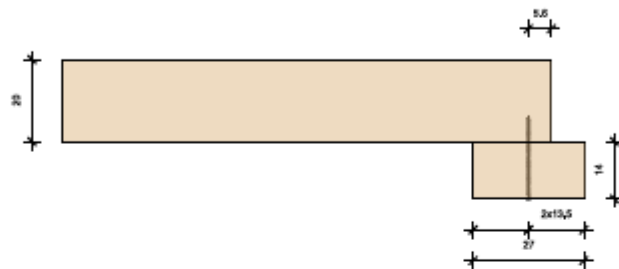
$$\begin{array}{llll} F_{V,Ed} / (n_{V,ef} \cdot F_{V,Rd}) & = 2,00 / 2,94 & = 0,68 & \leq 1,0 \\ F_{aX,Ed} / (n_{aX,ef} \cdot F_{aX,Rd}) & = 0,00 / 1,96 & = 0,00 & \leq 1,0 \\ (F_{V,Ed} / (n_{V,ef} \cdot F_{V,Rd}))^2 + (F_{aX,Ed} / (n_{aX,ef} \cdot F_{aX,Rd}))^2 & = 0,68^2 + 0,00^2 & = 0,46 & \leq 1,0 \end{array}$$

### Piirrustukset





Projektin nimi:		Ohjelman nimi:	
Osa:		Projektiivu:	4 / 5
Pvä:	05.08.2019	Sivu:	
Ohjelman nimi:	20182116415	Käyttäjänimi:	





Projektin nimi:		Ohjelman nimi:	
Osa:		Projektitivu:	
Pvä:	05.08.2019	Sivu:	5 / 5
Ohjelman nimi:	20182116415	Käyttäjänimi:	

### käsittelyohjeet määritettyjen laskentatulosten käytöstä

1. Würth mitoitusohjelma perustuu ETA-11/0190 hyväksyntään
2. Mitoitus perustuu ohjelman asetuksiin EN 1991-1-1/3/4 ja EN 1995-1-1 mukaisesti (Eurooppalaisiin standardeihin kansallisten liitteiden kanssa).
3. Kiinnikkeet on ruuvattava ilman esiporausta jos ei toisin mainita.
4. Staattisen laskennan, järjestyksen, ruuvien lukumäärän ja muun sisällön laskemiseen Würth Assy puuruuvien käyttöön lasketaan Würth mitoitusohjelmassa.
5. Vaastuullisen rakennesuunnittelijan on tarkistettava ja julkaistava kaikki laskelmat ennen käyttöönottoa.

#### TÄRKEÄÄ

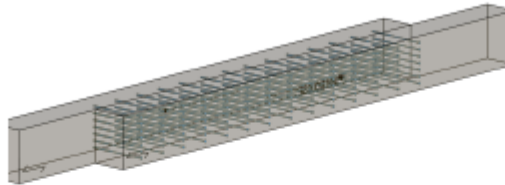
Tulostustiedostossa mainitut mitat, jotka on laskettu Würth mitoitusohjelman avulla, oikeellisuus on tarkistettava. Suositelluja arvoja, malleja ja ruuvien lukumäärää on pidettävä vain suunnittelun apuvälineenä. Suunnittelijan ja/tai arkkitehdin on tarkistettava oikeellisuus. Vastaava voimassa oleva käyttöoikeussopimus, yksityisyydensuojalauseke ja sen termit ja ehdot ovat perusta ja käyttäjän hyväksyntä ennen Würth mitoitusohjelman aloitusta.



Projektin nimi:		Ohjelman nimi:	
Osa:		Projektiivu:	
Pvä:	05.08.2019	Sivu:	1 / 5
Ohjelman nimi:	20182116415	Käyttäjänimi:	

## Liitoksen sall. kuormitus, kun siihen kohdistuu leikkaus- tai aksiaalinen vetorasitus

Mitoitusmääräys: SFS-EN 1995-1-1 + NA



### Vaaditut kiinnikkeet

14 x 7 Würth wood screws ASSY plus 6,0x180/70 uppokanta (0165 116 180 sinkitty, sinipassivoitu / 0165 226 180 sinkitty, keltapassivoitu)

### Geometria ja materiaali

#### osa 1 (Kiinnikkeen pää)

Materiaali	LVL
Lujuusluokka	GL75
Paksuus / Korkeus	$t_1 / h_1 = 10,0 \text{ cm} / 15,0 \text{ cm}$
Voima-puunsyö -kulma	$\alpha_1 = 0,0^\circ$
Tilavuuspaino	$\rho_{k,1} = 730 \text{ kg/m}^3$
Modifikaatiokerroin	$k_{mod,1} = 1,10$
Esiporatut reiät	$d_0 = 4,0 \text{ mm}$
Liitososien keskimääräiset etäisyydet (mm)	

$a_1$	$a_{3,t}$	$a_{3,c}$	$a_2$	$a_{4,t}$	$a_{4,c}$
30	72	42	18	18	18

#### osa 2

Materiaali	LVL
Lujuusluokka	GL75
Paksuus / Korkeus	$t_2 / h_2 = 10,0 \text{ cm} / 15,0 \text{ cm}$
Voima-puunsyö -kulma	$\alpha_2 = 0,0^\circ$
Tilavuuspaino	$\rho_{k,2} = 730 \text{ kg/m}^3$
Modifikaatiokerroin	$k_{mod,2} = 1,10$
Esiporatut reiät	$d_0 = 4,0 \text{ mm}$
Liitososien keskimääräiset etäisyydet (mm)	

$a_1$	$a_{3,t}$	$a_{3,c}$	$a_2$	$a_{4,t}$	$a_{4,c}$
30	72	42	18	18	18

### Kuormitus

Käyttöluokka	2
Kuormituksen kestoaika	erittäin lyhyt
Laskennallinen leikkausvoima	$F_{V,Ed} = 383 \text{ kN}$
Laskennallinen vetovoima	$F_{ax,Ed} = 0,00 \text{ kN}$



Projektin nimi:		Ohjelman nimi:	
Osa:		Projektitiviu:	
Pvä:	05.08.2019	Sivu:	2 / 5
Ohjelman nimi:	20182116415	Käyttäjänimi:	

## Liitososa

Valittu	14 x 7 Würth wood screws ASSY plus 6,0x180/70 uppokanta
Tuotekoodi	0165 116 180 sinkitty, sinipassivoitu / 0165 226 180 sinkitty, keltapassivoitu
Mitoitusmääräys	ETA-11/0190
halkaisija	d = 6,0 mm
kannan halkaisija	d <sub>h</sub> = 12,0 mm
Pituus	l = 180 mm
vetolujuus	F <sub>tens,k</sub> = 12,5 kN
myötö momentti	M <sub>y,k</sub> = 10,0 Nm
osittainen turvakerto	Y <sub>M</sub> = 1,30

### Vetolujuus

osa		1	2	
tehollinen kierteen pituus	l <sub>ef,l</sub>	0	70	mm
Kiinnikkeen akselikulma - syyn suuntaan	α <sub>i</sub>	90,0	90,0	°
kulmakerroin	k <sub>ax,l</sub>	1,00	1,00	-
Kiinnikkeen akselikulma - kannen pinta	β <sub>i</sub>	0,0	0,0	°
kulmakerroin	k <sub>β,l</sub>	1,50	1,50	-
Kannan läpiveto parametri	f <sub>head,k,l</sub>	34,0	---	N/mm <sup>2</sup>
...Tilavuuspaino - f <sub>head,k,l</sub>	ρ <sub>k,l</sub>	730	---	kg/m <sup>3</sup>
...liittyvä tiheys - f <sub>head,k,l</sub>	ρ <sub>a,l</sub>	350	---	kg/m <sup>3</sup>
Ulosvetoparametri	f <sub>ax,k,l</sub>	---	35,0	N/mm <sup>2</sup>
...Tilavuuspaino - f <sub>ax,k,l</sub>	ρ <sub>k,l</sub>	---	730	kg/m <sup>3</sup>
...liittyvä tiheys - f <sub>ax,k,l</sub>	ρ <sub>a,l</sub>	---	730	kg/m <sup>3</sup>

ominaisuudet läpivedon kapasiteetille

$$F_{head,Rk} = f_{head,k,1} \cdot d_h^2 \cdot (\rho_{k,1} / \rho_{a,1})^{2,5} = 8,82 \text{ kN}$$

Ominainen ulosveto kapasiteetti

$$F_{ax,Rk,2} = k_{ax,2} \cdot f_{ax,k,2} \cdot d \cdot l_{ef,2} / k_{\beta,2} \cdot (\rho_{k,2} / \rho_{a,2})^{2,5} = 9,80 \text{ kN}$$

Ominaisuudet aksiaaliselle vetolujuudelle

$$F_{ax,Rk} = \min\{F_{head,Rk}; F_{ax,Rk,2}; F_{tens,k}\} = 8,82 \text{ kN}$$

Nimellisarvo aksiaaliselle vetolujuudelle

$$F_{ax,Rd} = \min\{k_{mod,1} \cdot F_{head,Rk}; k_{mod,2} \cdot F_{ax,Rk,2}; F_{tens,k}\} / Y_M = 7,46 \text{ kN}$$

### leikkauslujuus

osa		1	2	
Ankkurointisyvyys	t <sub>i</sub>	100	80	mm
Kiinnikkeen akselikulma - syyn suuntaan	α <sub>i</sub>	90,0	90,0	°
Tilavuuspaino	ρ <sub>k,l</sub>	730	730	kg/m <sup>3</sup>
Kiinnikkeen akselikulma - kannen pinta	β <sub>i</sub>	0,0	0,0	°
kulmakerroin	k <sub>β,l</sub>	1,20	1,20	-
Voiman kulma - syyn suunta	ε <sub>i</sub>	0,0	0,0	°
kulmakerroin	k <sub>ε,l</sub>	1,00	1,00	-
Ominainen upotusvoimakkuus	f <sub>h,k,l</sub>	38,1	38,1	N/mm <sup>2</sup>

Sallittu leikkauskuormitus saumaa kohti, EN 1995-1-1, 8.2

F <sub>1,v,Rk</sub>	= 22,9	=	22,9 kN	(8.6-a)
F <sub>2,v,Rk</sub>	= 18,3	=	18,3 kN	(8.6-b)
F <sub>3,v,Rk</sub>	= 8,62 + 2,20	=	10,8 kN	(8.6-c)
F <sub>4,v,Rk</sub>	= 8,11 + 2,20	=	10,3 kN	(8.6-d)
F <sub>5,v,Rk</sub>	= 6,54 + 2,20	=	8,74 kN	(8.6-e)
F <sub>6,v,Rk</sub>	= 2,46 + 2,20	=	4,66 kN	(8.6-f)

Sallittu osuus köysi vaikutuksesta:

$$\Delta F_{v,Rk} = \min\{\min\{F_{1,v,Rk}; 0,25 \cdot F_{ax,Rk}\} = 2,20 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{1,v,Rk} = 4,66 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = (k_{1,mod} / Y_{1,M} \cdot k_{2,mod} / Y_{2,M})^{2,5} \cdot F_{v,Rk} = 3,95 \text{ kN}$$



Projektin nimi:		Ohjelman nimi	
Osa:		Projektilisä:	
Pvä:	05.08.2019	Sivu:	3 / 5
Ohjelman nimi:	20182116415	Käyttäjänimi:	

### Ruuvien tehollinen lukumäärä

 $n_{v,ef} = 98,0$ 
 $n_{ax,ef} = 62,0$ 

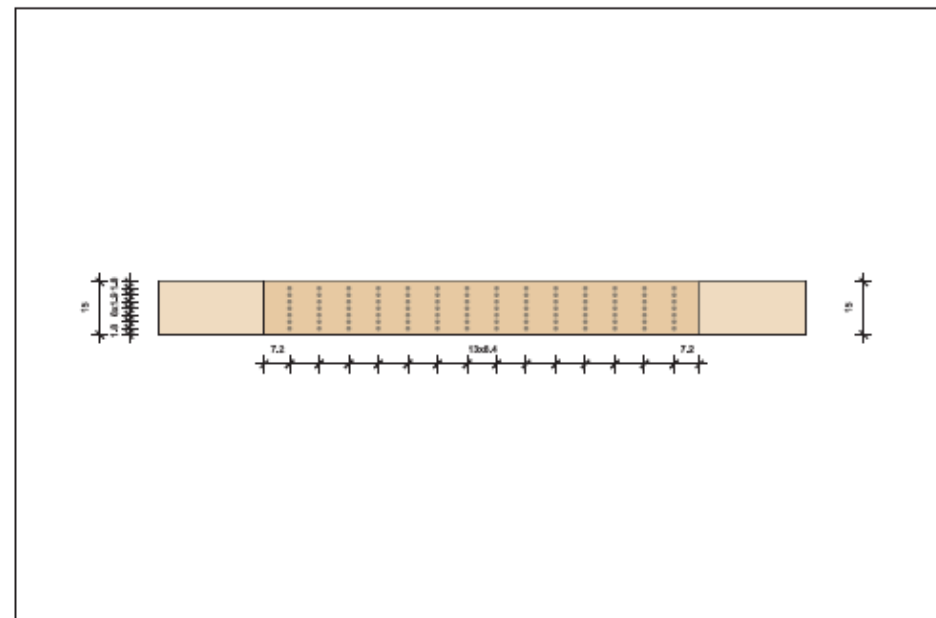
Tehokas määrä syysuuntaan kiinnitysvälineriäviä kohti

osa 1			osa 2		
Rivi	$n_0$	$n_{v,ef}$	Rivi	$n_0$	$n_{v,ef}$
1	14	14,0	1	14	14,0
2	14	14,0	2	14	14,0
3	14	14,0	3	14	14,0
4	14	14,0	4	14	14,0
5	14	14,0	5	14	14,0
6	14	14,0	6	14	14,0
7	14	14,0	7	14	14,0

### Todistus

$F_{v,Ed} / (n_{v,ef} \cdot F_{v,Rd})$	$= 383 / 387$	$= 0,99$	$\leq 1,0$
$F_{ax,Ed} / (n_{ax,ef} \cdot F_{ax,Rd})$	$= 0,00 / 462$	$= 0,00$	$\leq 1,0$
$(F_{v,Ed} / (n_{v,ef} \cdot F_{v,Rd}))^2 + (F_{ax,Ed} / (n_{ax,ef} \cdot F_{ax,Rd}))^2$	$= 0,99^2 + 0,00^2$	$= 0,98$	$\leq 1,0$

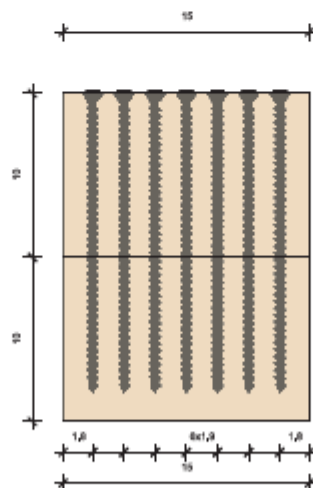
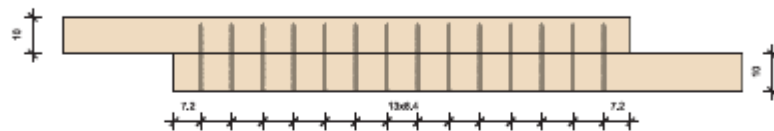
### Piirustukset





Projektin nimi:  
Osa:  
Pvä: 05.08.2019  
Ohjelman nimi: 20182116415

Ohjelman nimi  
Projektisivu:  
Sivu: 4 / 5  
Käyttäjänimi:





Projektin nimi:		Ohjelman nimi:	
Osa:		Projektiivu:	
Pvä:	05.08.2019	Sivu:	5 / 5
Ohjelman nimi:	20182116415	Käyttäjänimi:	

### käsittelyohjeet määritettyjen laskentatulosten käytöstä

1. Würth mitoitusohjelma perustuu ETA-11/0190 hyväksyntään
2. Mitoitus perustuu ohjelman asetuksiin EN 1991-1-1/3/4 ja EN 1995-1-1 mukaisesti (Eurooppalaisiin standardeihin kansallisten liitteiden kanssa).
3. Kiinnikkeet on ruuvattava ilman esiporausta jos ei toisin mainita.
4. Staattisen laskennan, järjestyksen, ruuvien lukumäärän ja muun sisällön laskemiseen Würth Assy puuruuvien käyttöön lasketaan Würth mitoitusohjelmassa.
5. Vaastuullisen rakennesuunnittelijan on tarkistettava ja julkaistava kaikki laskelmat ennen käyttöönottoa.

#### TÄRKEÄÄ

Tulostustiedostossa mainitut mitat, jotka on laskettu Würth mitoitusohjelman avulla, oikeellisuus on tarkistettava. Suositelluja arvoja, malleja ja ruuvien lukumäärää on pidettävä vain suunnittelun apuvälineenä. Suunnittelijan ja/tai arkkitehdin on tarkistettava oikeellisuus.

Vastaava voimassa oleva käyttöoikeussopimus, yksityisyydensuojalauseke ja sen termit ja ehdot ovat perusta ja käyttäjän hyväksyntä ennen Würth mitoitusohjelman aloitusta.

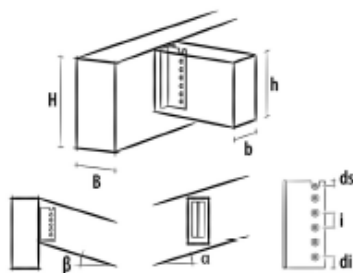


## PROJECT INFORMATION

Date : 2.5.2019  
 Project :  
 Client :  
 Project address :  
 Edited by :  
 Joint :  
 Notes :

Code of calculation : EN1995:2014 (EU)

## CONNECTION WITH ALU CONCEALED HANGER



ALU plate type ALU MIDI 200 (code ALUMIDI200L)

Fixing of flanges with 38 LBS - Wood screw - 5x60 (code PF603560)

Fixing of web with 5 Smooth dowels 12x50 (S235JR) (code STA1250)



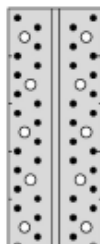
CE marking according to ETA 09/0361

## CALCULATION DATA

Action of shear design (Fv,d)	Fv,d	=	24,10 kN
Service class	cl	=	1
Main load duration	tq	=	medium
kmod factor	kmod	=	0,80
Connection safety factor	gamma_M	=	1,30
Main beam quality		=	Glulam GL30h (homogeneous)
Timber volumetric mass main beam	pk	=	390 kg/m³
Width main beam	B	=	140 mm
Height main beam	H	=	1000 mm
Angle of installation main beam	alpha	=	0,00°
Secondary beam quality		=	Glulam GL30h (homogeneous)
Timber volumetric mass secondary beam	pk	=	390 kg/m³
Width secondary beam	b	=	140 mm
Height secondary beam	h	=	270 mm
Angle of installation secondary beam	alpha	=	0,00°

## GRAPHIC INSTRUCTION OF INSTALLATION

Nailing pattern: total



Suggested positioning of the hanger



SECONDARY BEAM - TIMBER				smooth dowel STA 812	
Dowel - Dowel	a <sub>k1</sub>	(mm)	≥ 5 d	≥ 36	
Dowel - Beam extrados	a <sub>k2</sub>	(mm)	≥ 4 d	≥ 48	
Dowel - Beam intrados	a <sub>k3</sub>	(mm)	≥ 5 d	≥ 36	
Dowel - Beam end	a <sub>k1</sub>	(mm)	≥ 17 d, 80	≥ 80	
Dowel - Bracket edge	a <sub>k</sub>	(mm)	≥ 1,2 d, 18	≥ 16	
(d) hole diameter					
MAIN BEAM - TIMBER				anker nail LBA 84	screw LBS 85
First connector - Beam extrados	a <sub>k2</sub>	(mm)	≥ 5 d	≥ 20	≥ 25

## NOTES

Before the construction, all calculation must be verified and approved by the responsible designer  
 Mechanical resistance values and geometry refer to product certification  
 Verification of timber elements resistance must be realized apart

## CALCULATION RESULTS

## INPUT DATA:

Action of shear design (Fv,d)

Service class

Main load duration class

kmod factor

Connection safety factor

Main beam quality

Timber volumetric mass main beam

Width main beam

Height main beam

Angle of installation main beam

Secondary beam quality

Timber volumetric mass secondary beam

Width secondary beam

Height secondary beam

Angle of installation secondary beam

ALU plate type

Angle of installation secondary beam

Type fastenings of flanges

Type fastenings of web

T	=	24,1 kN
cl	=	1
tq	=	medium
kmod	=	0,8
γM	=	1,3
	=	Glulam GL30h (homogeneous)
pk	=	390 kg/m³
B	=	140 mm
H	=	1000 mm
α	=	0,00 °
	=	Glulam GL30h (homogeneous)
pk	=	390 kg/m³
b	=	140 mm
h	=	270 mm
β	=	0,00 °
	=	ALU MIDI 200
β	=	0,00 °
	=	Screw
	=	Smooth dowel

## Screws:

Type of screw

Thread diameter

Length of screw

Thread length

Shank diameter

Inner core diameter

Head screw diameter

Total number of screws

	=	LBS - Wood screw - 5x60
d	=	5,0 mm
lh	=	60 mm
lf	=	56 mm
dg	=	4,9 mm
dn	=	3,0 mm
dh	=	7,8 mm
nc	=	38

## Dowels:

Dowel diameter

Length dowel

Total number of dowels

Ultimate characteristic strength

Yield strength

Thickness of head milling

Effective distance dowels-head

Minimum distance from head-upper dowel

Minimum distance from head-lower dowel

Reduction factor according to EN1995:1995

Effective distance dowels-upper edge

Minimum distance from edge-upper dowel

Effective distance dowels-lower edge

Minimum distance from edge-lower dowel

Reduction factor according to EN1995:1995

dp	=	12 mm
lp	=	50 mm
np	=	5
fuk	=	360 N/mm²
MyRk	=	69071 N/mm
sp²	=	8 mm
a3eff	=	78,0 mm
a3s	=	84 mm
a3i	=	83 mm
k3	=	0,96
a4sup	=	70,0 mm
a4s	=	48 mm
a4inf	=	40,0 mm
a4i	=	36 mm
k4	=	1,00

## RESULT WITH ROTHBLAAS EXPERIMENTAL METHOD:

Number of LBS - Wood screw for withdrawal action on flanges

Number of LBS - Wood screw for shear action on flanges

Total withdrawal characteristic resistance

Related compressed surface

Lever arm fasteners-surface

X Positioning centre of rotation

Shear characteristic resistance ALU PLATE

Shear design resistance ALU PLATE

Distance X centre of rotation-Steel dowels

Latent bending moment on Steel dowels

Shear force on Steel dowels

Bending moment on Steel dowels

Resulting shear force on Steel dowels

Shear characteristic resistance Steel dowels

Characteristic ratio Steel dowels

Resulting shear force on LBS - Wood screw

Shear characteristic resistance LBS - Wood screw

Characteristic ratio LBS - Wood screw

Shear characteristic resistance LBS - Wood screw

Withdrawal characteristic resistance LBS - Wood screw

Characteristic ratio LBS - Wood screw

ncN	=	8
ncT	=	22
Rkh,tot	=	27,56 kN
Al	=	7349 mm²
bf	=	130 mm
ec	=	81,0 mm
RkALU	=	44,25 kN
RdALU	=	27,23 kN
es	=	5,0 mm
Mp	=	221260 Nmm
FTp	=	8,85 kN
FMp	=	1,38 kN
Fp	=	8,96 kN
Rkv,p	=	9,01 kN
	=	0,99 VERIFIED
FTc	=	2,01 kN
Rkv	=	2,54 kN
	=	0,79 VERIFIED
FNc	=	3,44 kN
Rkh	=	3,44 kN
	=	1,00 VERIFIED

p. 2

Global verification ALU PLATE

= 0,88 VERIFIED

Shear characteristic resistance ALU PLATE

RkALU = 44,25 kN

Shear design resistance ALU PLATE

RdALU = 27,23 kN


Global verification ALU PLATE

= 0,88 VERIFIED


# WHT XXL

Angle bracket for high tensile loads  
Bright zinc plated carbon steel three-dimensional perforated plate

CE  
ETA 11/0086  
software  
"Project"  
COMING SOON



**SUPERIOR PERFORMANCE**  
It can bear characteristic loads up to 150 kN




**FIELD OF USE**  
Timber-to-timber and timber-to-concrete tension joints for panels and timber beams

- XLAM (Cross Laminated Timber)
- framed structures (platform frame)
- wood-based panels
- LVL (Laminated Veneer Lumber)
- solid timber
- Glulam (Glued Laminated Timber)


**SPECIAL STEEL**  
S355 (Fe510) steel guarantees high tensile strength



**HOLE DIAMETER**  
The hole for "big size" rods is proportioned to the system dimensions



**EARTHQUAKE AND MULTISTORY**  
Ideal for designing multistory buildings and structures located in highly seismic areas



rothoblaas

WHT XXL - 01

**EXCELLENCY**

Designed and tested as a "complete system" (with all the fasteners), to guarantee optimal strength values. Ideal for the design in highly seismic areas

**KNOW-HOW**


Designed and developed to respond to modern-design needs (complex structures and multistory buildings), the system includes all of rothoblaas technical expertise

**EARTHQUAKE AND MULTISTORY**


Ideal for structures in seismic areas and for multistory buildings where transfer of large tensile forces is required. Suitable to be used together with epoxy resin (certified even for uncracked concrete)

CODES AND DIMENSIONS

WHT XXL



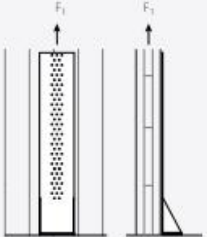
WHT XXL WASHER



code	type	H [mm]	hole [mm]	n, ØS [pcs]	s [mm]	pcs/box
WHT740	WHT740	740	Ø29	75	3	1

code	type	hole [mm]	s [mm]	pcs/box
ULS1307740	WHTBS130	Ø29	40	1

EXTERNAL LOADS



MATERIAL AND DURABILITY

WHT XXL: S355 bright zinc plated Fe/Zn 12c carbon steel.

WHT XXL WASHER: S235 bright zinc plated Fe/Zn 12c carbon steel.

To be used in Service class 1 and 2 (EN 1995:2008).

FIELD OF USE


Timber-to-concrete joints

OSB-to-concrete joints









Timber-to-timber joints

OSB-to-timber joints

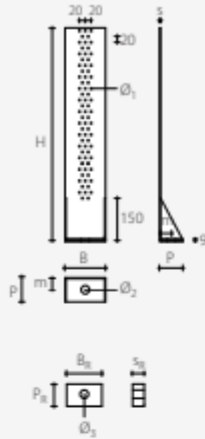
Steel-to-timber joints



ADDITIONAL PRODUCTS - FIXINGS

type	description		d [mm]	support	p.
LBA	anker nail		4		364
LBS	screw for plates		5		364
VWYLPRO	chemical anchor		M27		346
EPOLUS	chemical anchor		M27		354

## GEOMETRY

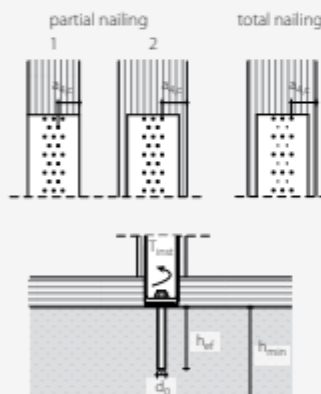


WHT XXL ANGLE BRACKET			WHT740	
Height	H	[mm]		740
Width	B	[mm]		140
Depth	P	[mm]		83
Thickness	s	[mm]		3
Position of hole concrete	m	[mm]		38
Flange hole	Ø1	[mm]		5,0
Base hole	Ø2	[mm]		29,0
WHT Washer suitable	type			WHTBS130

WHTBS WASHER			WHTBS130	
WHT XXL Angle bracket	type			WHT740
Width	Bw	[mm]		130
Depth	Pw	[mm]		77
Thickness	sw	[mm]		40
Washer hole	Ø1	[mm]		29,0

## INSTALLATION

### MINIMUM DISTANCES

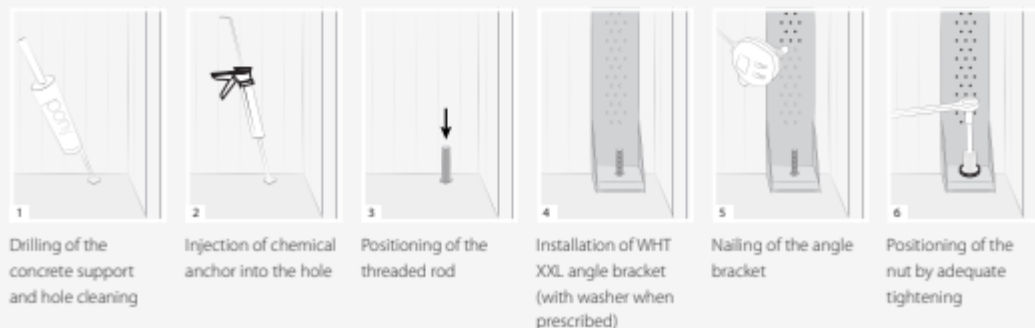


TIMBER		anker nail LBA Ø4	screw LBS Ø5
Lateral connector - Unloaded edge	a <sub>1,c</sub> [mm]	≥ 5 d	≥ 20

CONCRETE		chemical anchor VINYLPRO / EPOPLUS M27
Minimum thickness support	h <sub>min</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> + 2 d <sub>0</sub>
Hole diameter in concrete	d <sub>0</sub> [mm]	32
Tightening torque	T <sub>inst</sub> [Nm]	180

h<sub>ef</sub> = effective anchorage length on concrete

### ASSEMBLING ON CONCRETE



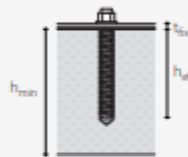
## STATIC VALUES - TENSION JOINT - TIMBER-TO-CONCRETE

WHT740



CHARACTERISTIC VALUES													
	R <sub>t,k</sub> TIMBER				R <sub>t,k</sub> STEEL		R <sub>t,k</sub> UNCRACKED CONCRETE		R <sub>t,k</sub> CRACKED CONCRETE				
configuration	fasteners holes Ø5		R <sub>t,k</sub> timber	washer	R <sub>t,k</sub> steel	anchor VINYLPRO	R <sub>t,k</sub> ch	anchor EPOPLUS	R <sub>t,k</sub> ch				
	type	Ø x L [mm]	n <sub>s</sub> [pcs]	[kN]	[kN]	Y <sub>m2</sub>	Ø x L [mm]	[kN]	Y <sub>m</sub>	Ø x L [mm]	[kN]	Y <sub>m</sub>	
• total fixing • M27 anchor • washer WHTBS130	nails LBA	Ø4,0 x 40	75	117,8	WHTBS130	158,6	Y <sub>m2</sub>	M27 x 400	184,0	1,5	M27 x 400	118,32	2,1
		Ø4,0 x 60	75	144,8									
	screws LBS	Ø5,0 x 40	75	117,8									
		Ø5,0 x 50	75	144,8									
• partial fixing • M27 anchor • washer WHTBS130	nails LBA	Ø4,0 x 40	45	70,7	WHTBS130	158,6	Y <sub>m2</sub>	M27 x 400	184,0	1,5	M27 x 400	118,32	2,1
		Ø4,0 x 60	45	86,9									
	screws LBS	Ø5,0 x 40	45	70,7									
		Ø5,0 x 50	45	86,9									

## CHEMICAL ANCHOR INSTALLATION PARAMETERS



type of bar Ø x L [mm]	code	steel class	t <sub>ba</sub> [mm]	h <sub>ef</sub> [mm]	h <sub>min</sub> [mm]
M27 400	FE210123 <sup>(1)</sup>	5.8	49	310	380
	MGS M27 <sup>(2)</sup>	8.8	49	310	380

<sup>(1)</sup> Precut INA threaded rod, with nut and washer

<sup>(2)</sup> When employing threaded rods that are cut on size, the use of MUT DIN934 nuts and ULS DIN 125 washers is recommended

## GENERAL PRINCIPLES

- Characteristic values are consistent with EN 1995:2008 and in accordance with ETA-11/0086.
- Design values can be obtained from characteristic values as follows:

$$R_d = m \cdot n \cdot \left( \frac{R_{t,k \text{ timber}} \cdot R_{t,k \text{ steel}}}{R_{t,k \text{ steel}} \cdot R_{t,k \text{ ch}} \cdot R_{t,k \text{ ch}}} \right)$$

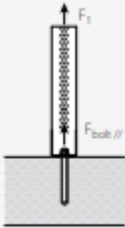
Coefficients  $\gamma_{m1}$  and  $\gamma_{m2}$  must be taken according to the current Standard adopted for the design.

Coefficients  $\gamma_{steel}$  and  $\gamma_{ch}$  are listed in the table and are in accordance with the product certificates.

- During the calculation phase a timber density  $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$  and a concrete grade C 25/30 have been considered.
- For applications on XLAM (Cross Laminated Timber) the use of nails/screws with length L ≥ 60 mm is recommended. Shorter fasteners may lead to brittle failure due to "group effect" as the reduced penetration depth affects exclusively the outer layer.
- Strength values of the connection system are valid under the calculation hypotheses listed in the table; different boundary conditions (e.g. minimum edge distance) shall be verified.
- Admissible values are obtained according to DIN 1052:1988.

DIMENSIONING OF ALTERNATIVE ANCHORS

Fixing elements to the concrete ringbeam by means of anchors that are not listed in the table, shall be verified according to the load acting on the anchor, which can be evaluated through the  $k_{ed}$  coefficients. The axial load acting on the anchor can be obtained as follows:



$$F_{bolt,ed} = k_{ed} \cdot F_{1,d}$$

$k_{ed}$  = coefficient of eccentricity

$F_1$  = axial load on the WHT angle bracket

	$k_{ed}$
WHT740	1,00

The anchor check is satisfied if the design tensile strength, obtained considering the boundary effects, is greater than the design external load:  
 $R_{bolt,ed} \geq F_{bolt,ed}$

NOTES for seismic design



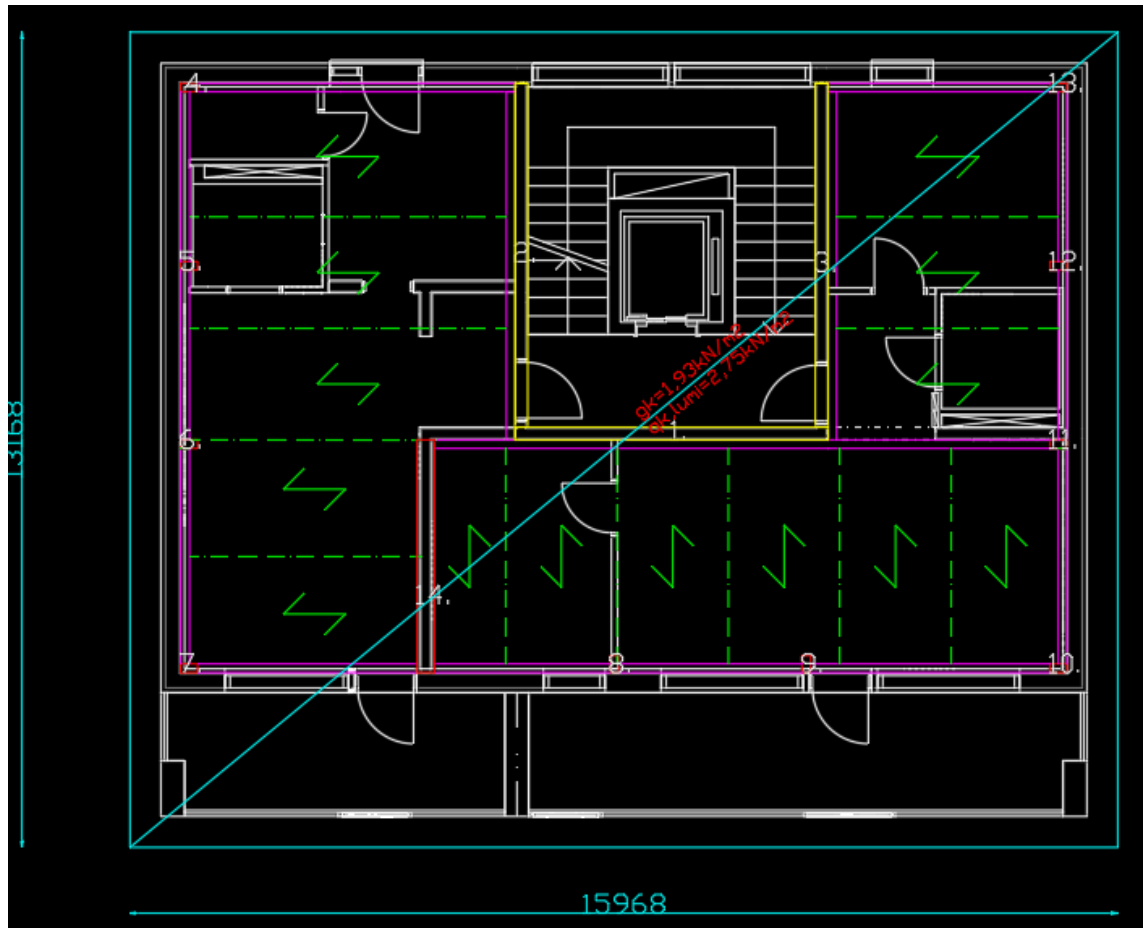
Particular attention has to be paid to the "capacity design" applied at different scale levels: the global structure and the WHT connection system. Experimentally the ultimate strength of the LBA nail (and of the LBS screw) is notably larger than the characteristic strength evaluated according to EN 1995.

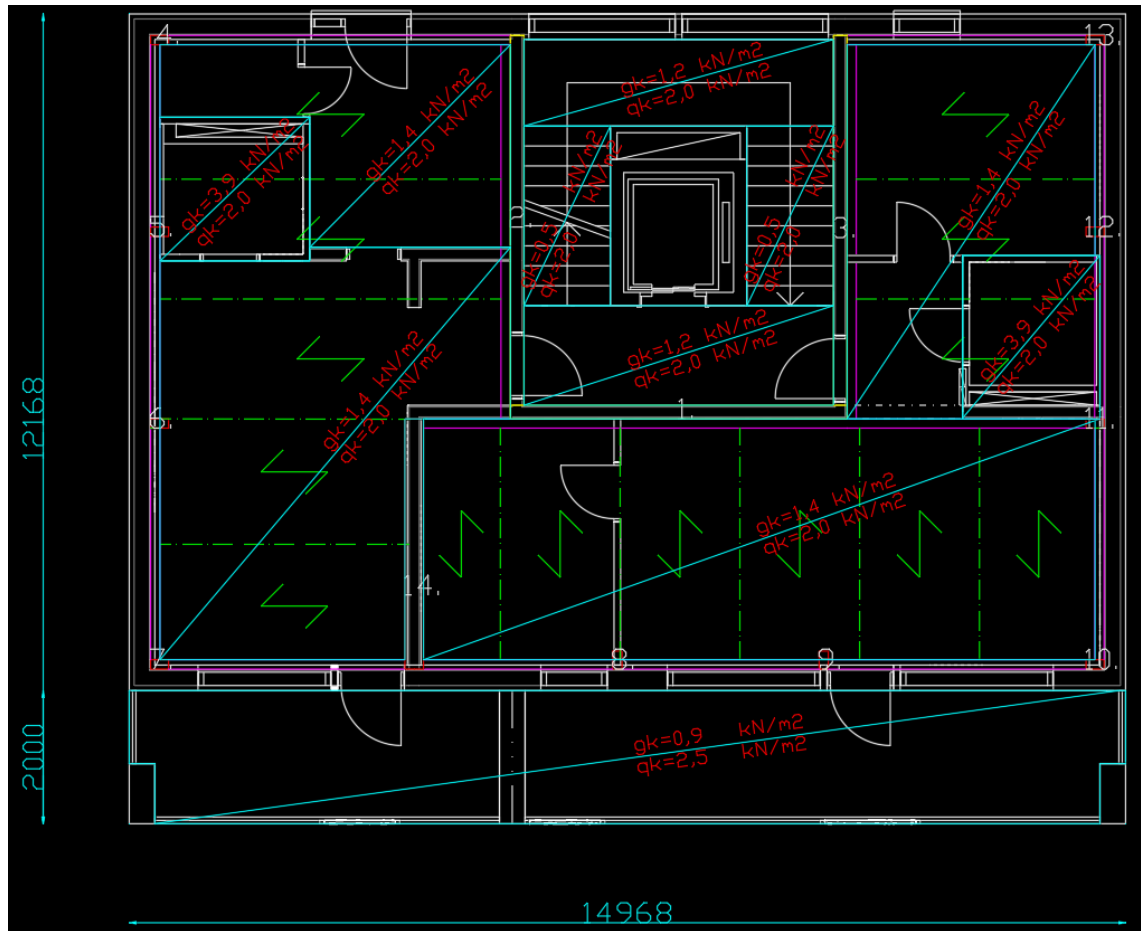
E.g. LBA nail Ø4 x 60 mm:  $R_{yk} = 1,93$  kN according to EN1995 /  $R_{yk} = 2,8 - 3,6$  kN from experimental tests (it varies depending on the timber properties). Experimental data derive from tests carried out within the X-REV research project and are reported in the scientific report: "Sistemi di connessione per edifici in legno: indagine sperimentale per la valutazione di rigidità, resistenza e duttilità" (DICAM - Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering - UnitN).

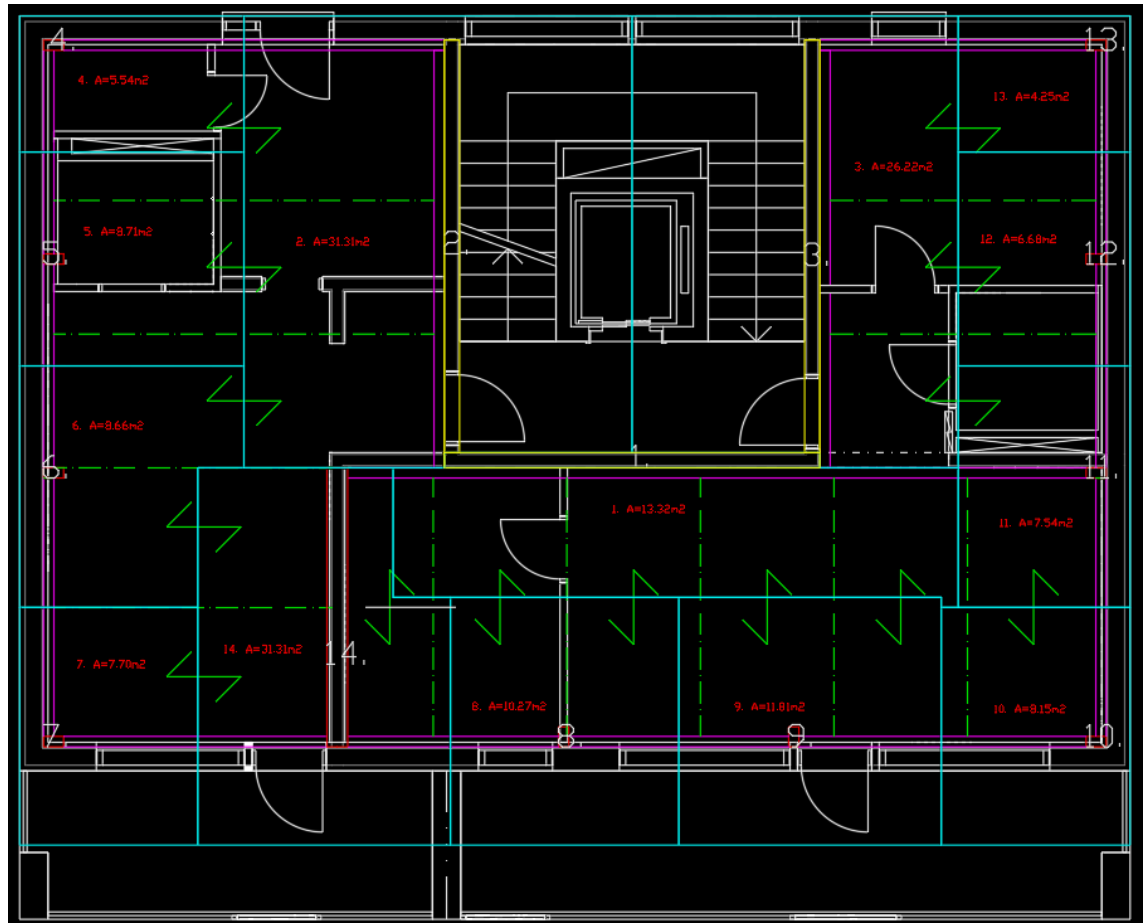
ADMISSIBILE VALUES - UNCRACKED CONCRETE

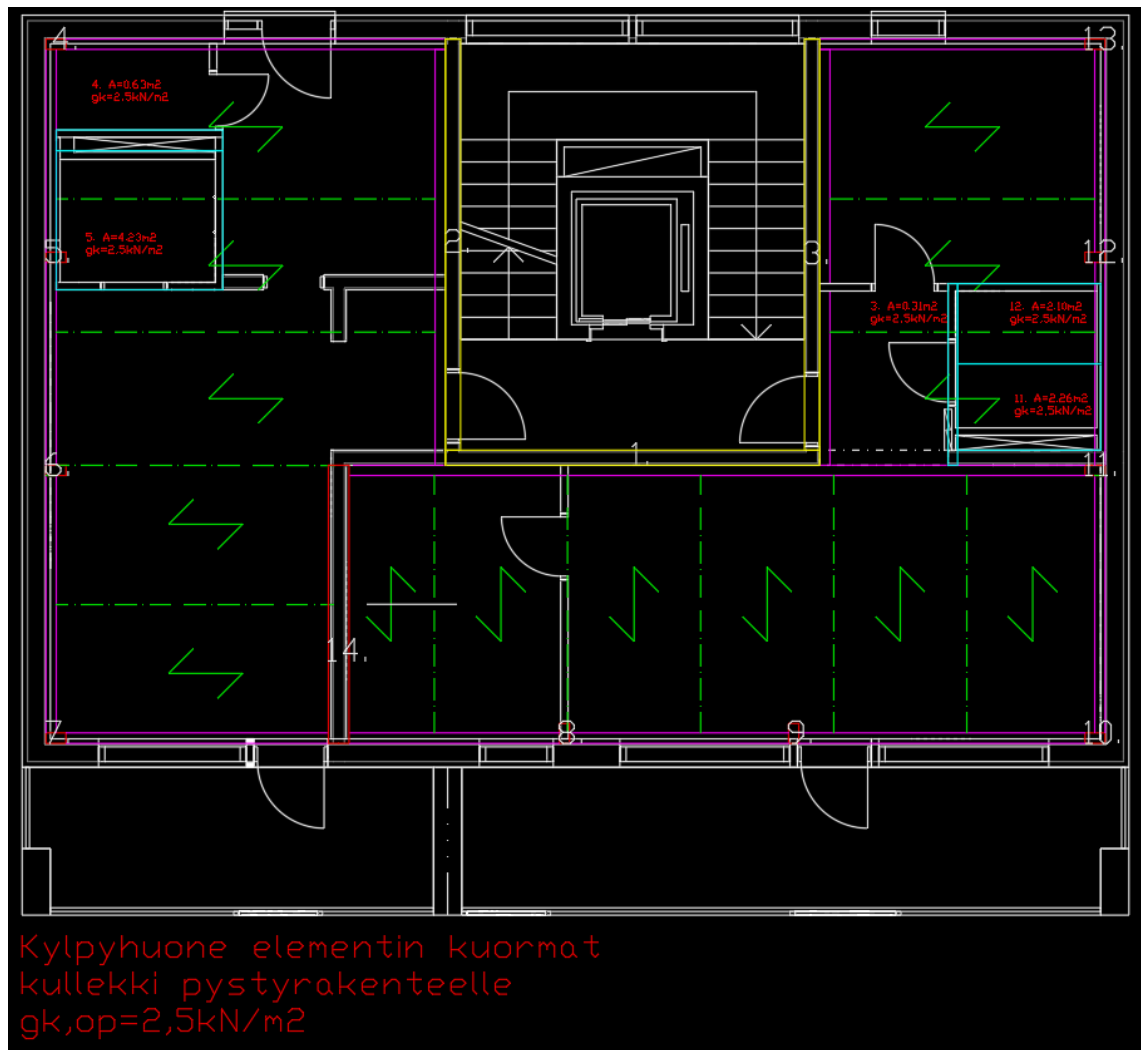
TYPE WHT	TYPE OF WASHER	type	hole fasteners ØS Ø x L [mm]	$n_v$ [pcs]	chemical anchor VINYLPRO Ø x L [mm]	$N_{t,adm}$ [kg]
WHT740	WHTB5130	nails LBA	Ø4,0 x 60	75	M27 x 400	5355

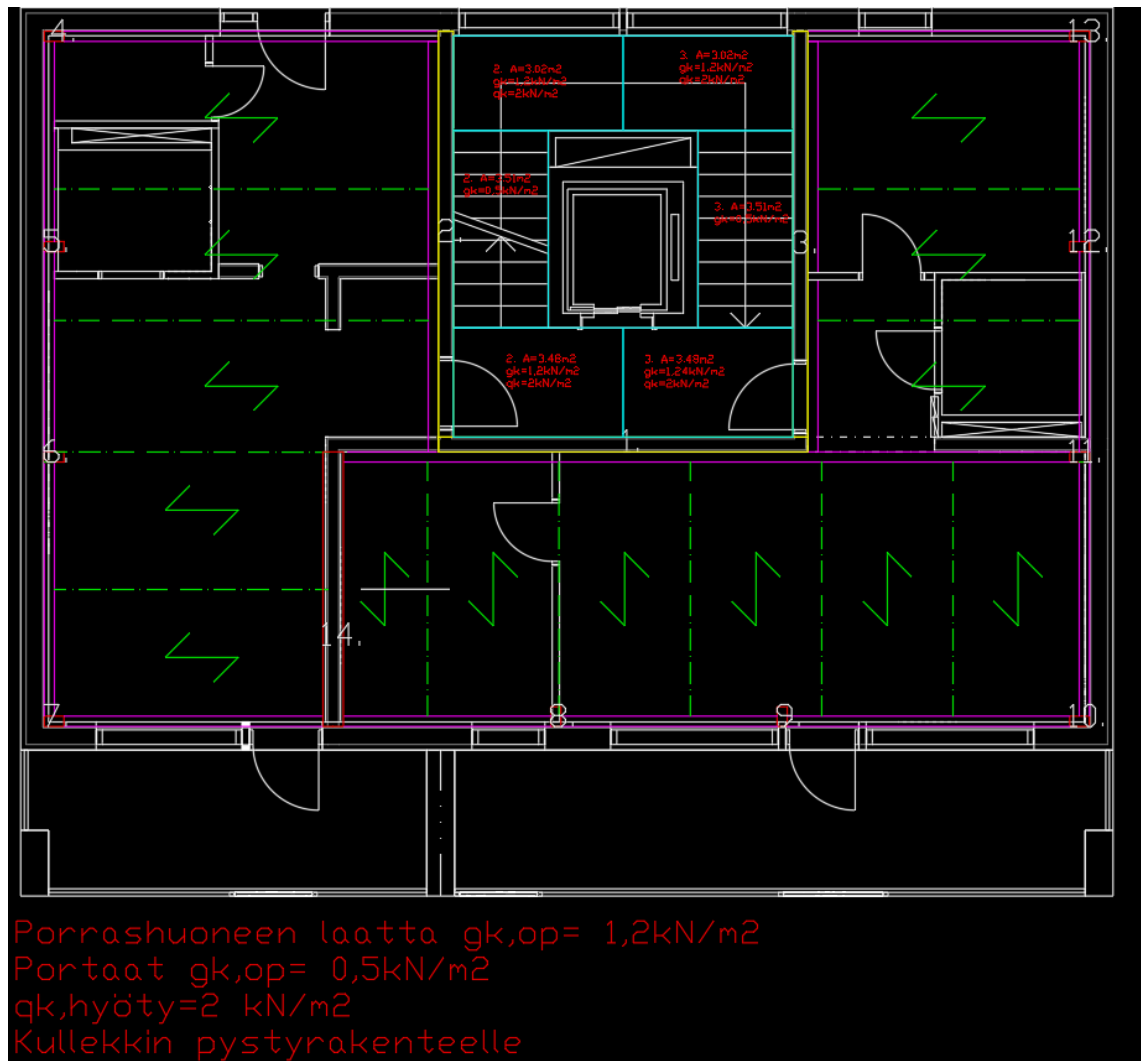


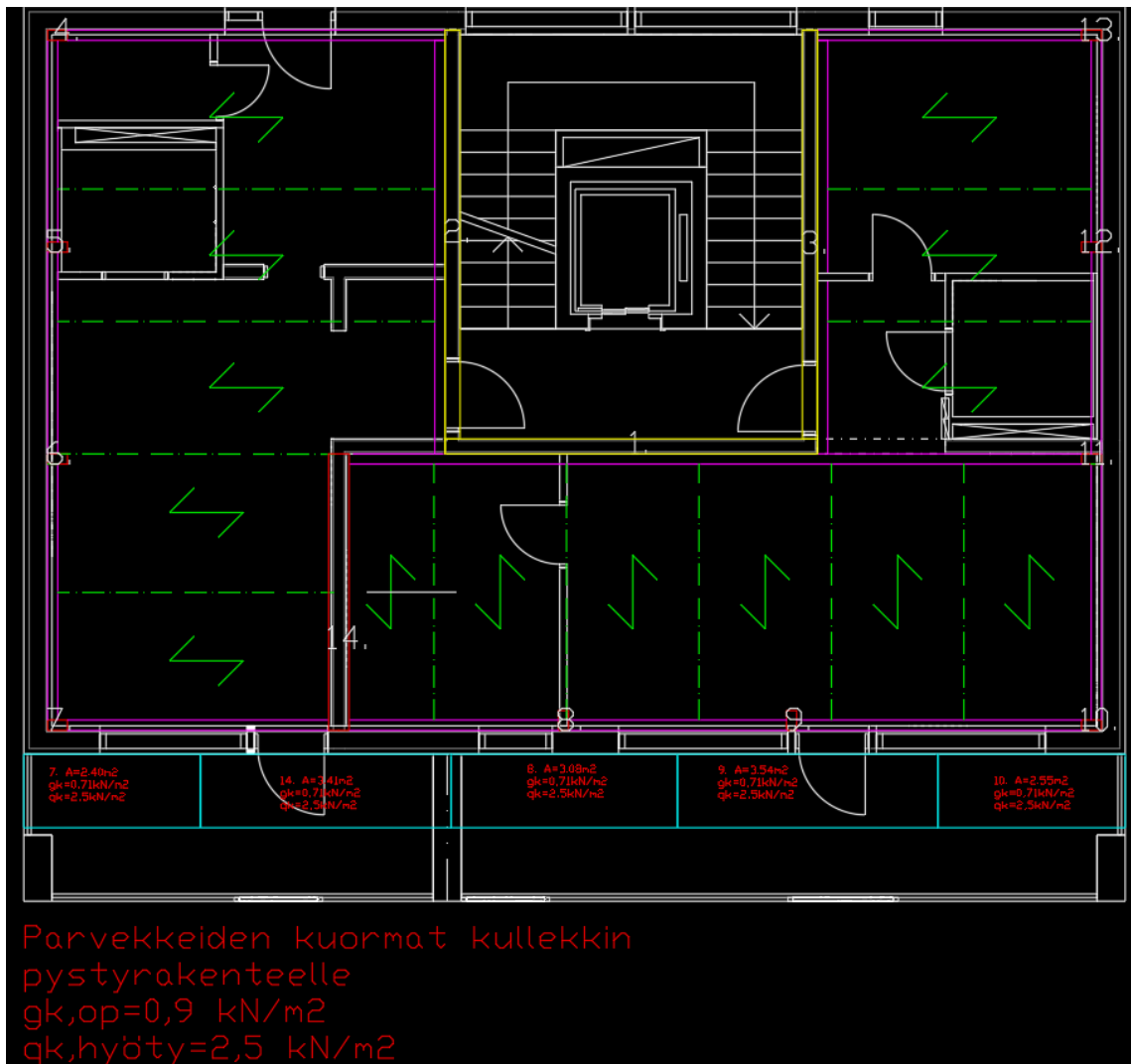


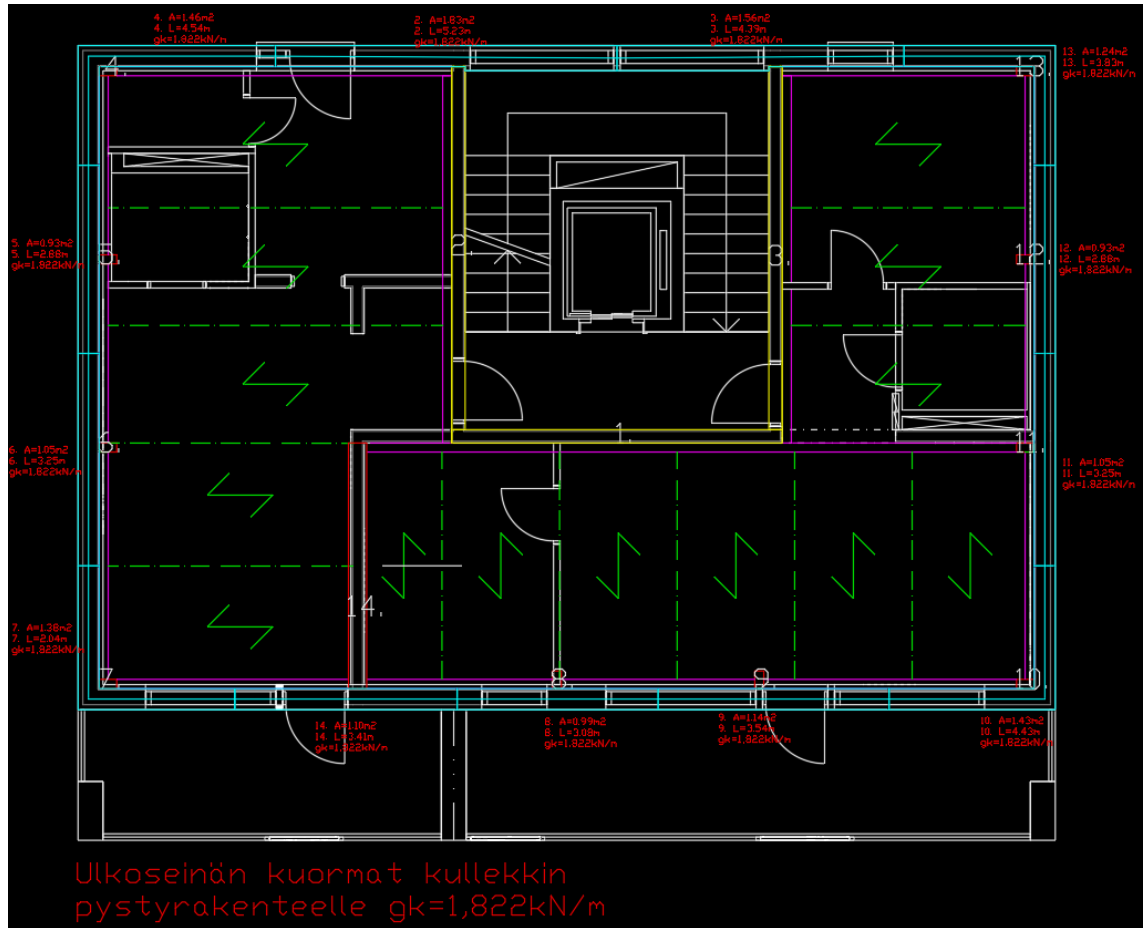


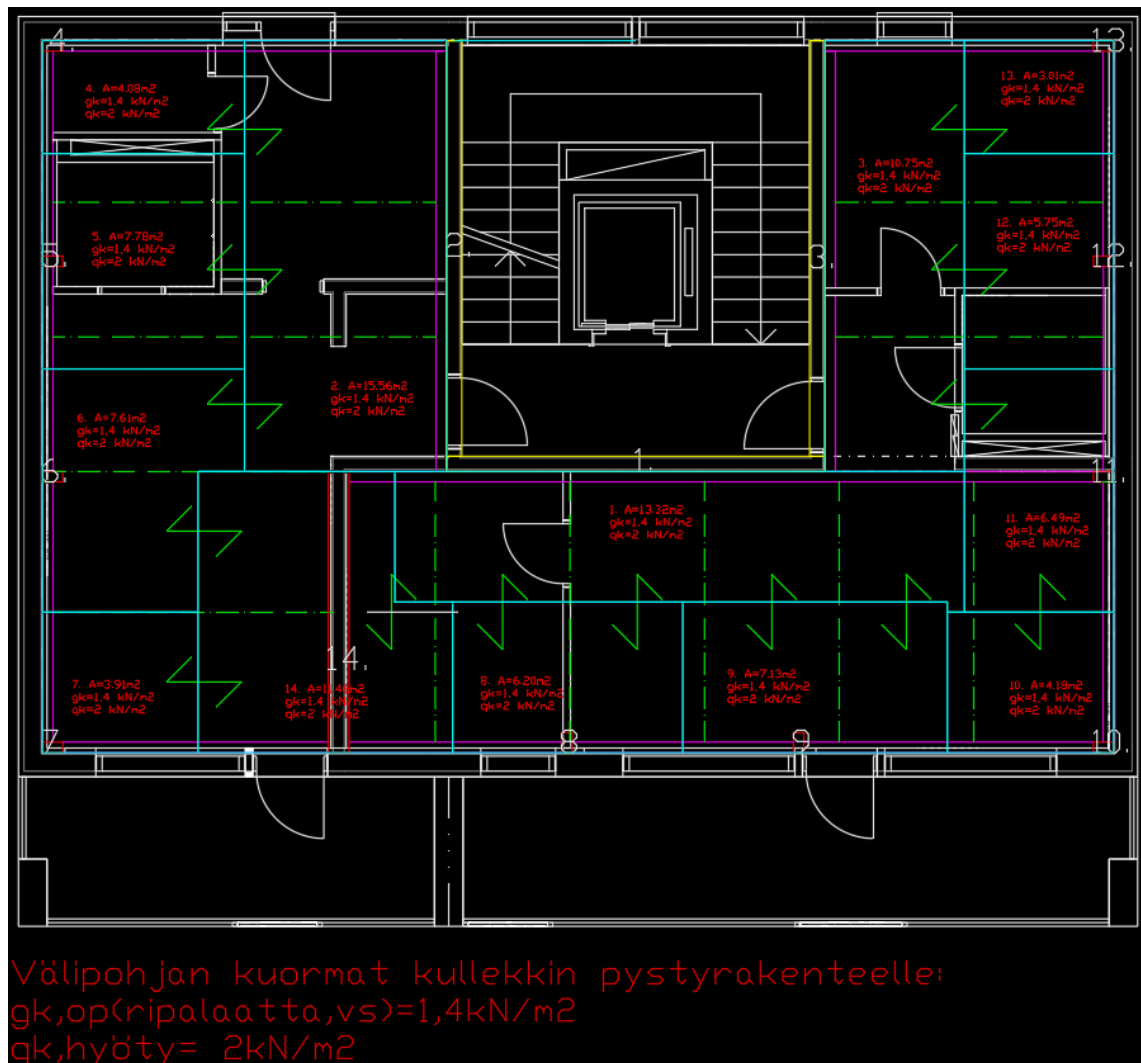




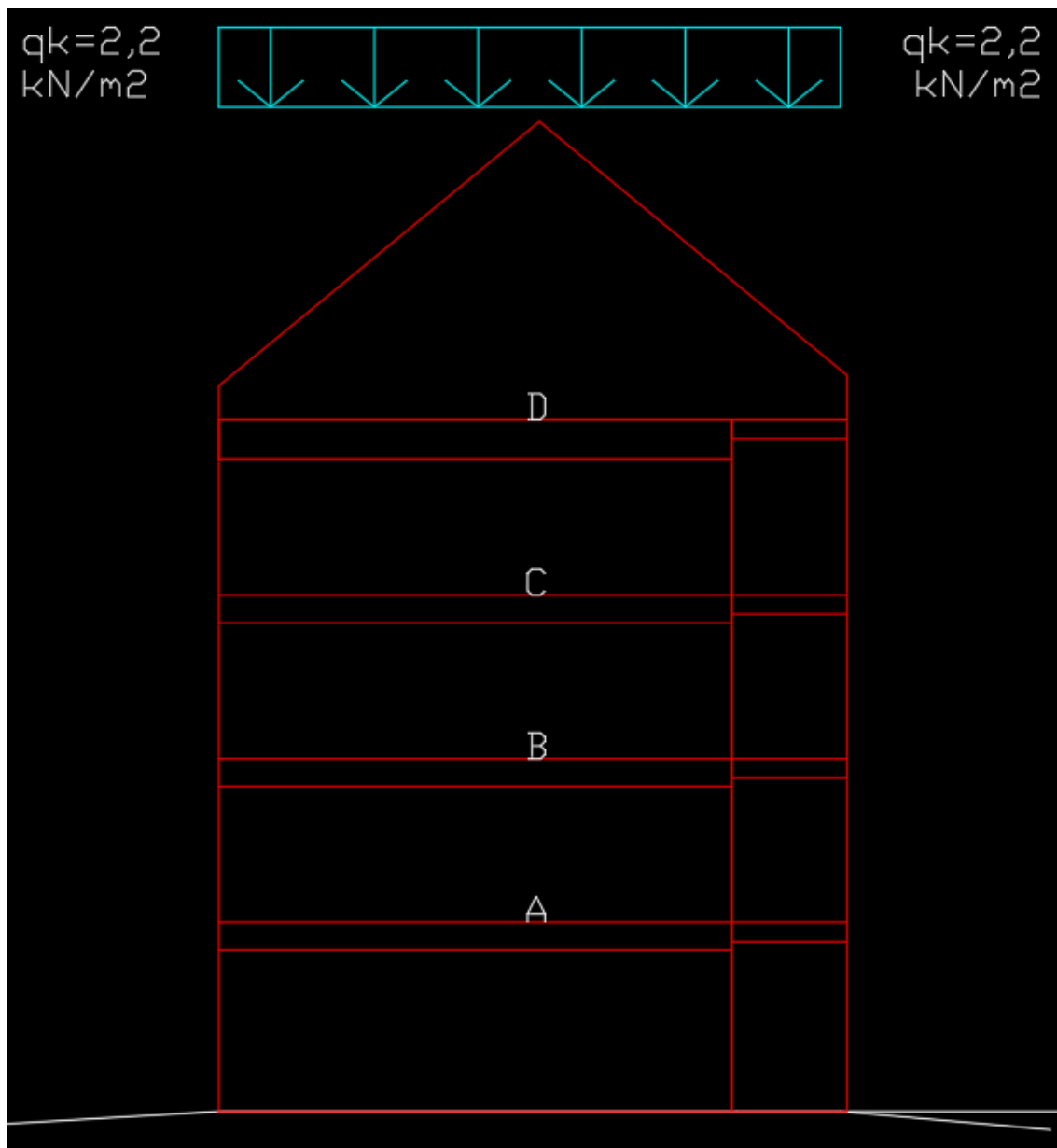


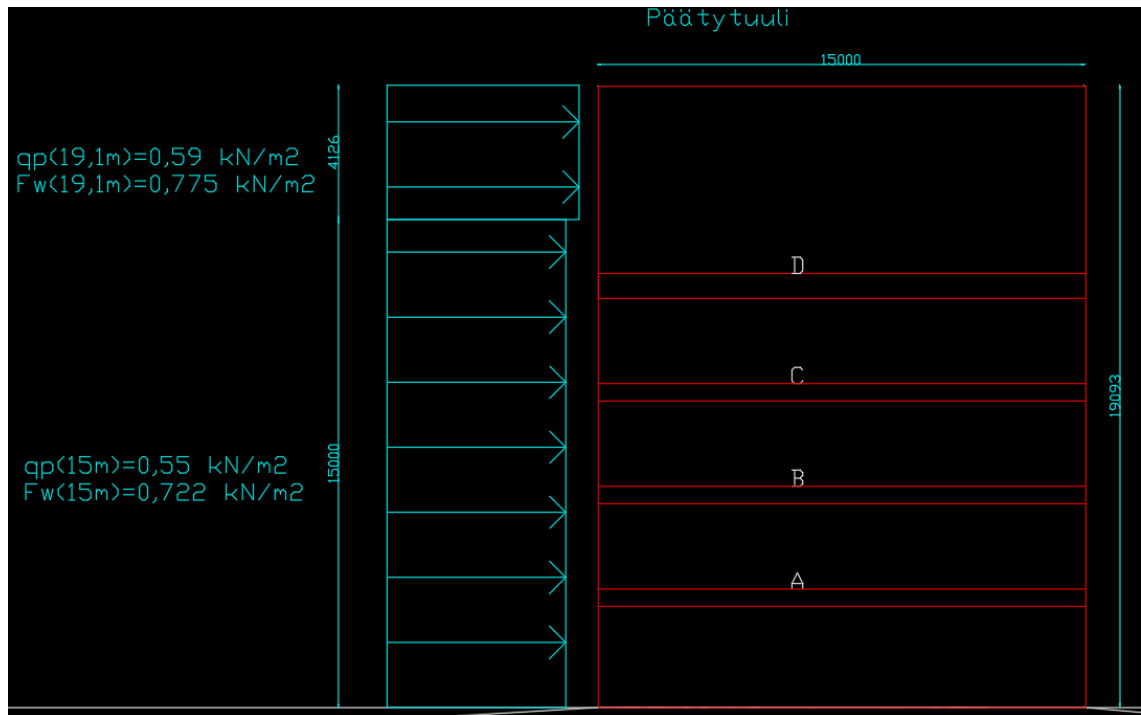


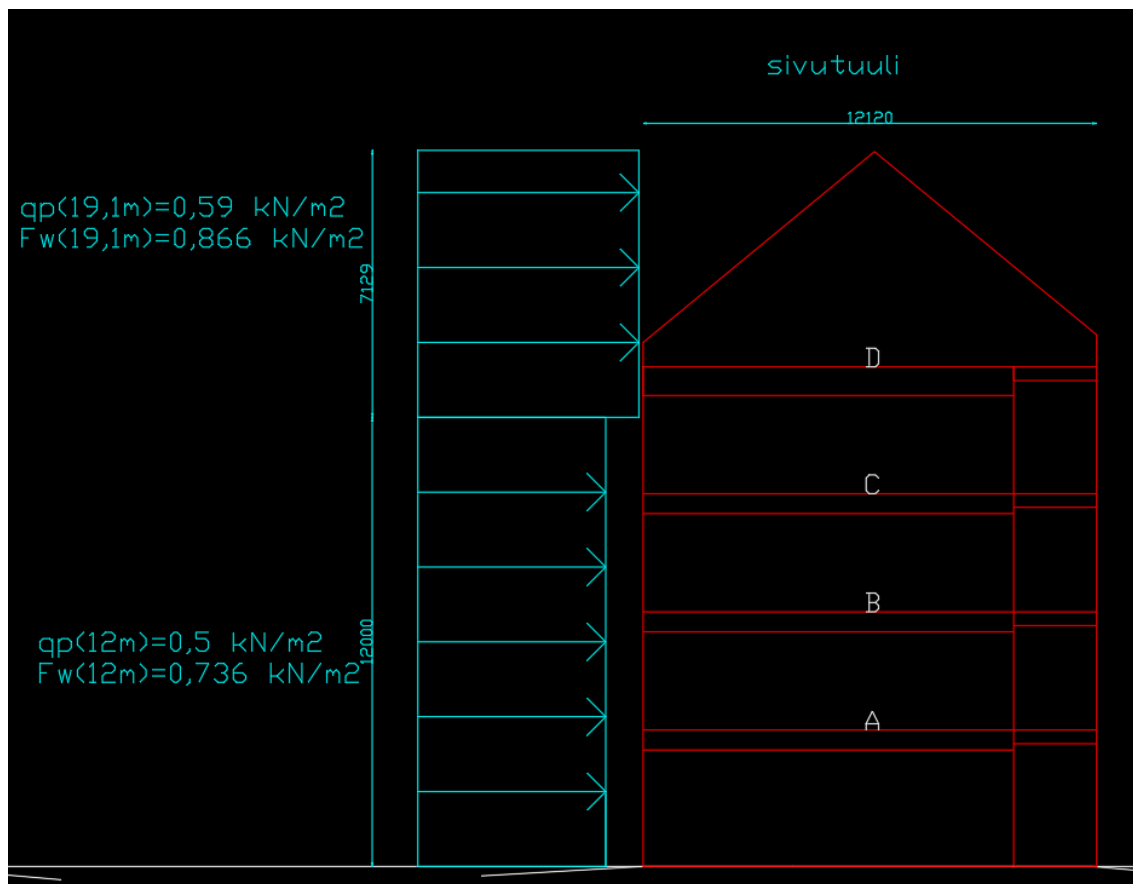




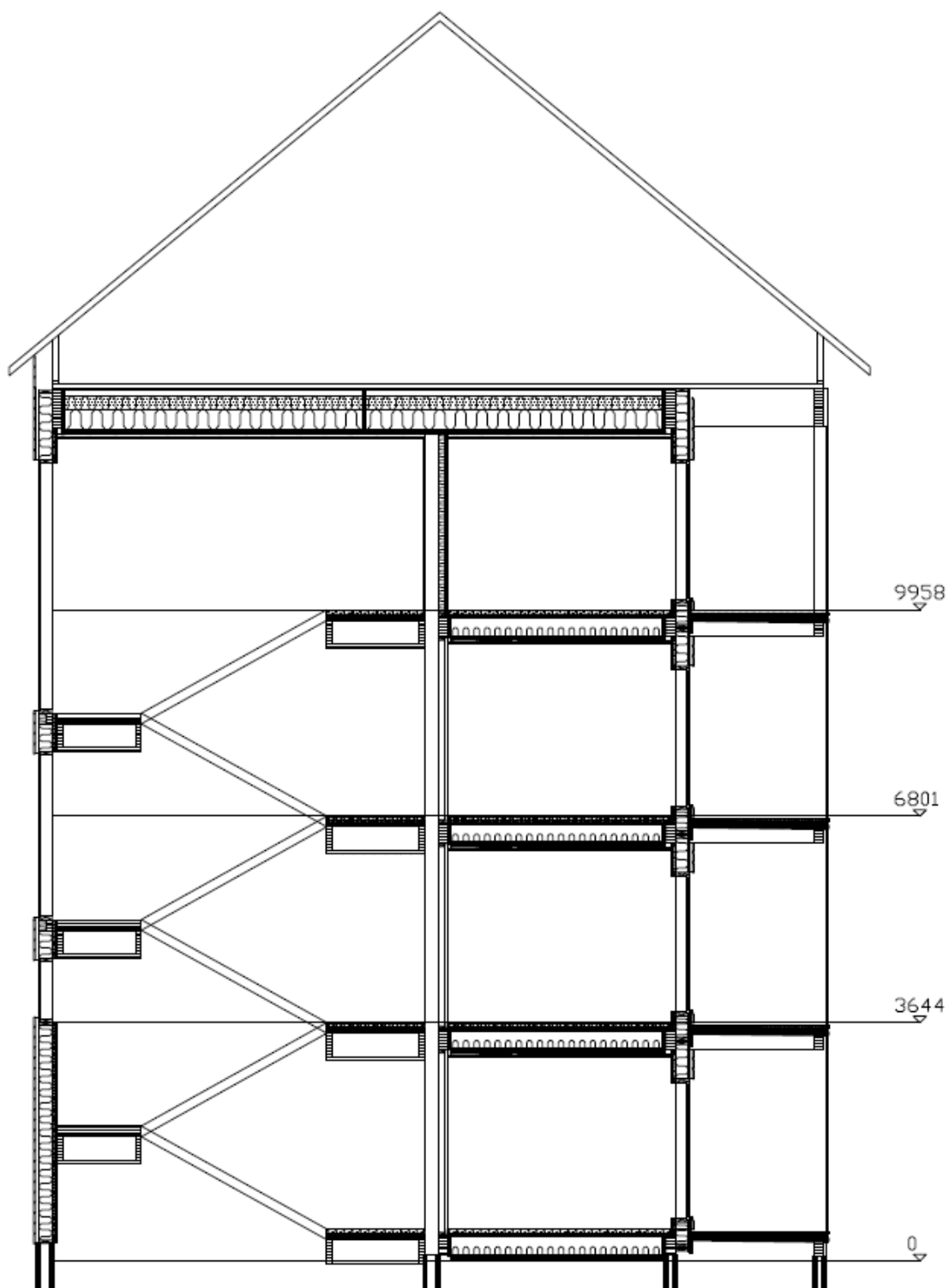


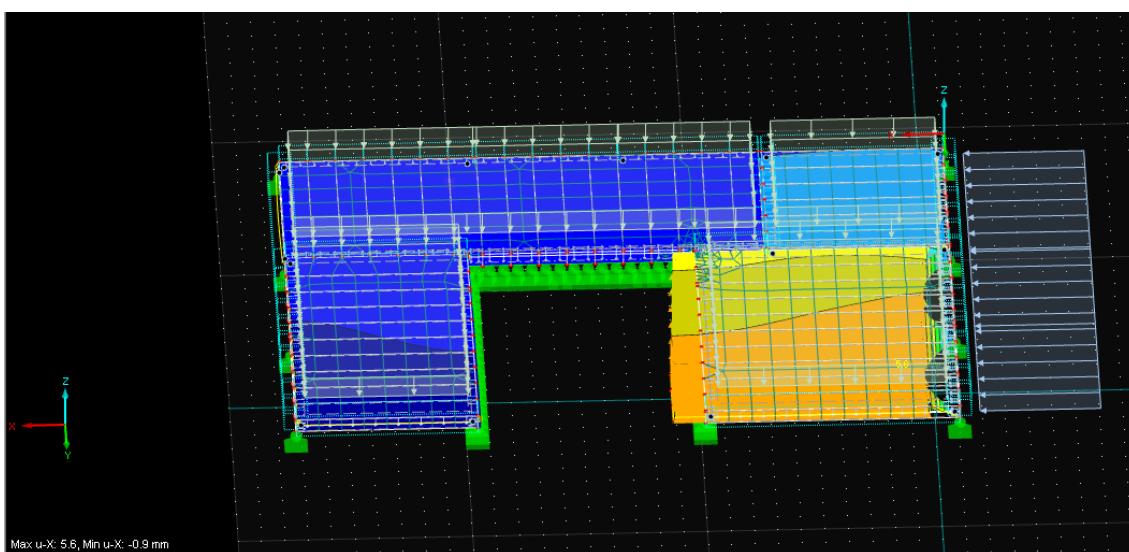
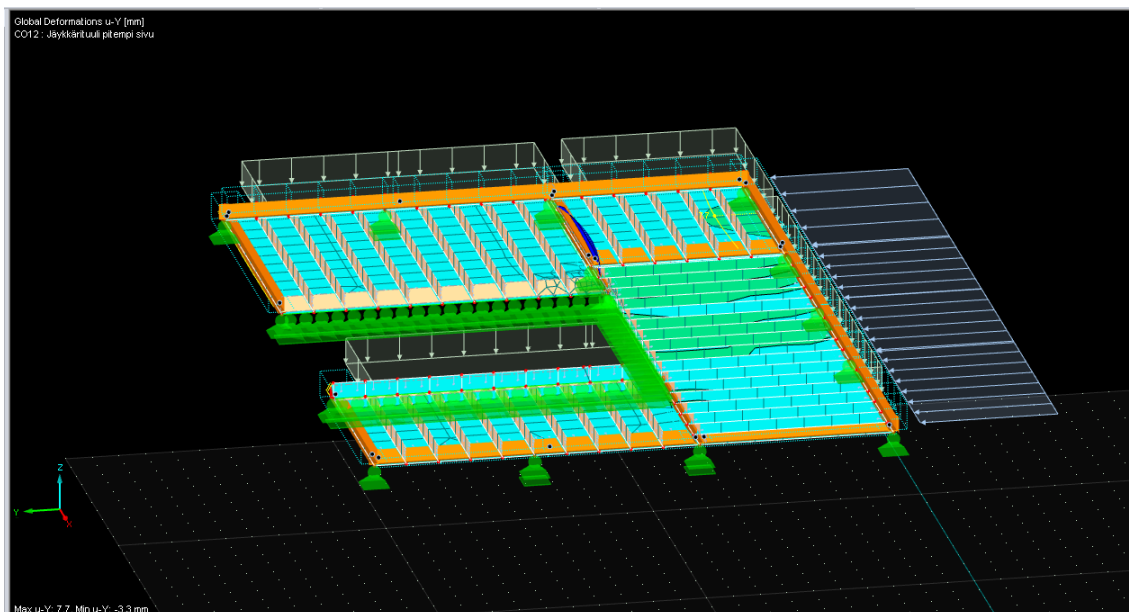


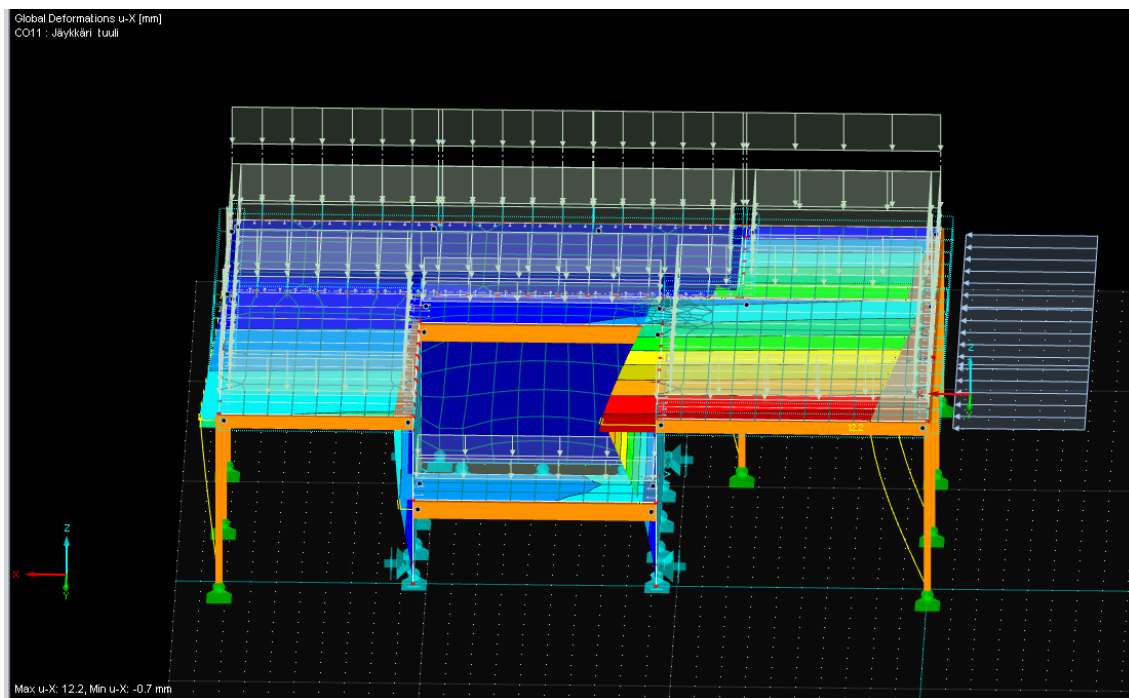
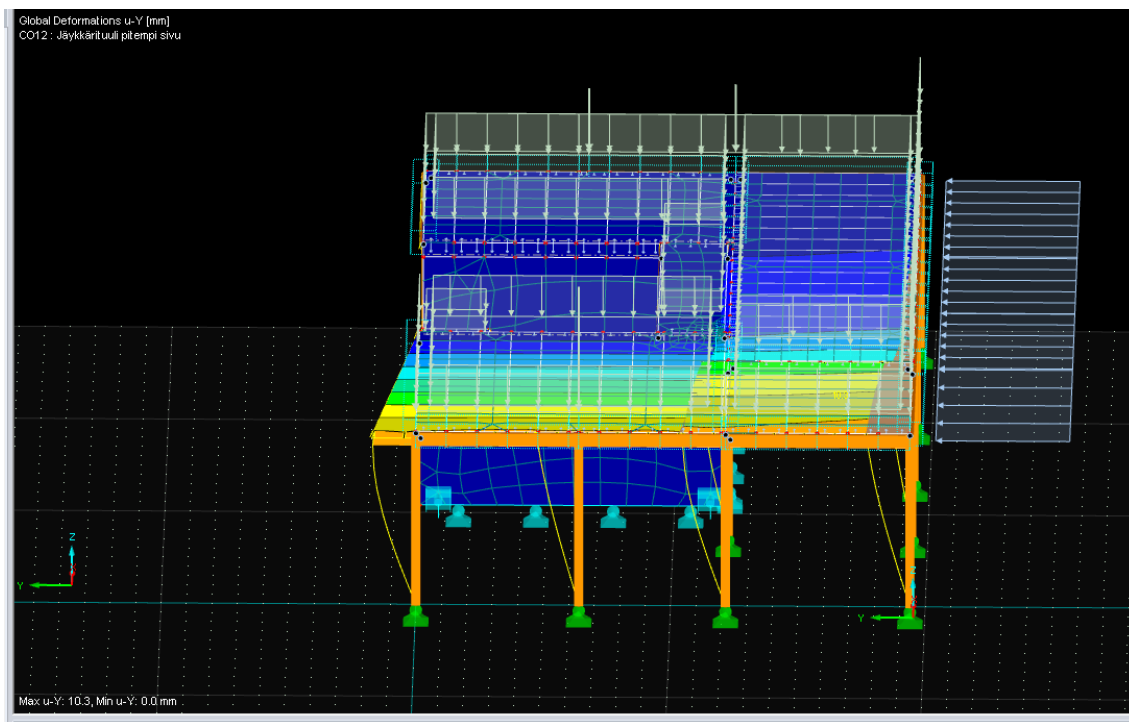




<b>Kattorakenne</b>			<b>Kylpyhuone ELEM</b>			
Ripalaatta	0,57	kN/m2	Elementin paino=	2,5	kN/m2	100mm betoni
Koolaus48'48 k400	0,0288	kN/m2				
Gyproc15+15mm	0,24	kN/m2	<b>Palkit</b>			
Villa 300mm	0,12	kN/m2	GL30c palkki 140x315=	0,22	kN/m	
Puhallusvilla 200mm	0,06	kN/m2	GL30c palkki 140x270=	0,19	kN/m	
Pelti	0,04905	kN/m2	GL30c palkki 140x585=	0,41	kN/m	
Ruodelaudoitus25'100 k300	0,04166667	kN/m2				
Tuuletuslaudoitus25'50 k300	0,02083333	kN/m2	<b>Rappuset</b>			
Talotekniikka varaus	0,3	kN/m2	9*1,3*0,3	Kerto-Q 23mm	0,114368	kN/m2
Ristikko	0,5	kN/m2	3*48*223*2700	C24	0,122828	kN/m2
<b>Yhteensä=</b>	<b>1,93035</b>	<b>kN/m2</b>			0,237196	kN/m2
				<b>Varataan=</b>	<b>0,5</b>	<b>kN/m2</b>
<b>Välipohjarakenne</b>			<b>Porraslaatta</b>			
Ripalaatta=	0,3	kN/m2	Betoni 60mm		0,15	kN/m2
Betoni 60mm	0,15	kN/m2	Askelvilla30mm=		0,009	kN/m2
Villa100mm=	0,04	kN/m2	Kerto-Q 63mm=		0,3213	kN/m2
Askelvilla30mm=	0,009	kN/m2	Koolaus48'48 k400=		0,0288	kN/m2
Gyproc15+15mm=	0,24	kN/m2	Kuitusementti 9mm=		0,072	kN/m2
Koolaus48'48 k400=	0,0288	kN/m2	<b>Talotekniikka=</b>		0,3	kN/m2
Jousiranka=	0,014421	kN/m2	Palkki 90x360 k650		0,324	kN/m2
<b>Talotekniikka=</b>	<b>0,3</b>	<b>kN/m2</b>	<b>Yhteensä=</b>		<b>1,2051</b>	<b>kN/m2</b>
<b>VS=</b>	<b>0,3</b>	<b>kN/m2</b>				
<b>Yhteensä=</b>	<b>1,4</b>	<b>kN/m2</b>				
<b>Parveke</b>			<b>Ulkoseinä ELEM=</b>			
Terassilauta 28*95 k105=	0,126667	kN/m2	Villa 246mm=		0,2952	kN/m
Poikki laudoitus 50'100 k600	0,022167	kN/m2	Kipsi 18mm=		0,432	kN/m
Kerto-Q 45mm=	0,2295	kN/m2	Pystyranka 48'198mm k600=		0,2376	kN/m
Kipsilevy 2x15mm=	0,24	kN/m2	AlaYläohajuspuu 48'198mm=		0,09504	kN/m
Koolaus 48'48 k600=	0,0192	kN/m2	Vaaka Lisäranka 48'48mm k600=		0,06912	kN/m
Kipsi 9mm=	0,072	kN/m2				
Lasitus	0,2	kN/m2	Kipsi 9mm		0,216	kN/m
<b>Yhteensä=</b>	<b>0,9</b>	<b>kN/m2</b>	Ulkoverhokoolaus 48'48mm k600=		0,0576	kN/m
			Ulkoverhous 28mm=		0,42	kN/m
			<b>Yhteensä=</b>		<b>1,82256</b>	<b>kN/m/kerros</b>
<b>Kantava HVS</b>						
palkki 2x115'360mm=	0,414	kN/m				
Villa 200mm=	0,22632	kN/m				
Kipsi 18+18mm=	0,6624	kN/m				
Pystyranka 42'198mm k600=	0,18216	kN/m				
<b>Yhteensä=</b>	<b>1,48488</b>	<b>kN/m/kerros</b>				







## 2.2 Max Stress Ratio by Surface

Surface No.	A Point No.	B Point Coordinates [m] X	C Y	D Z	E Load- ing	F No.	G Layer z [mm]	H Side	I Symbol	J Stresses [N/mm <sup>2</sup> ] Existing	K Limit	L Ratio [-]	M Graph in Printout Report
1	156	6.005	3.791	6.801	CO11	3	9.0	Bottom	$\sigma_{b,0}$	0.16	18.00	0.01	<input type="checkbox"/>
	123	6.005	3.791	3.644	CO11	65	195.0	Bottom	$\sigma_{b,90}$	0.00	0.05	0.03	<input type="checkbox"/>
	156	6.005	3.791	6.801	CO11	3	6.0	Top	$\sigma_{t/c,0}$	-9.99	13.00	0.77	<input type="checkbox"/>
	123	6.005	3.791	3.644	CO11	1	0.0	Top	$\sigma_{t/c,90}$	0.08	0.40	0.21	<input type="checkbox"/>
	156	6.005	3.791	6.801	CO11	3	6.0	Top	$\sigma_{b+t/c,0}$	-10.15		0.78	<input type="checkbox"/>
	123	6.005	3.791	3.644	CO11	1	0.0	Top	$\sigma_{b+t/c,90}$	0.08		0.23	<input type="checkbox"/>
	123	6.005	3.791	3.644	CO11	34	100.5	Middle	$\tau_{yz}$	0.82	0.30	2.75	<input type="checkbox"/>
	123	6.005	3.791	3.644	CO11	33	97.5	Middle	$\tau_{xz}$	0.82	0.65	1.27	<input type="checkbox"/>
	156	6.005	3.791	6.801	CO11	1	0.0	Top	$\tau_{xy}$	2.19	0.65	3.38	<input type="checkbox"/>
	156	6.005	3.791	6.801	CO11	1	1.5	Middle	$\text{int}(\tau_{xz}+\tau_{xy})$			11.07	<input type="checkbox"/>
	123	6.005	3.791	3.644	CO11	34	99.0	Top	$\text{int}(\sigma_{t/c,90}+\tau_y)$			2.75	<input type="checkbox"/>
2	117	10.859	3.791	3.644	CO11	11	30.0	Top	$\sigma_{b,0}$	0.07	18.00	0.00	<input type="checkbox"/>
	168	10.859	3.691	6.801	CO11	31	93.0	Bottom	$\sigma_{b,90}$	0.00	0.05	0.01	<input type="checkbox"/>
	168	10.859	3.691	6.801	CO11	65	192.0	Top	$\sigma_{t/c,0}$	5.07	13.00	0.39	<input type="checkbox"/>
	168	10.859	3.691	6.801	CO11	66	195.0	Top	$\sigma_{t/c,90}$	0.08	0.40	0.21	<input type="checkbox"/>
	168	10.859	3.691	6.801	CO11	65	192.0	Top	$\sigma_{b+t/c,0}$	5.02		0.39	<input type="checkbox"/>
	168	10.859	3.691	6.801	CO11	66	195.0	Top	$\sigma_{b+t/c,90}$	0.08		0.22	<input type="checkbox"/>
	132	10.859	9.400	0.270	CO11	34	100.5	Middle	$\tau_{yz}$	-0.37	0.30	1.24	<input type="checkbox"/>
	132	10.859	9.400	0.270	CO11	33	97.5	Middle	$\tau_{xz}$	-0.37	0.65	0.57	<input type="checkbox"/>
	116	10.859	3.691	3.644	CO11	1	0.0	Top	$\tau_{xy}$	2.18	0.65	3.35	<input type="checkbox"/>
	116	10.859	3.691	3.644	CO11	1	1.5	Middle	$\text{int}(\tau_{xz}+\tau_{xy})$			11.00	<input type="checkbox"/>
	132	10.859	9.400	0.270	CO11	34	99.0	Top	$\text{int}(\sigma_{t/c,90}+\tau_y)$			1.24	<input type="checkbox"/>
3	22867	6.332	3.691	6.701	CO11	11	33.0	Bottom	$\sigma_{b,0}$	0.02	18.00	0.00	<input type="checkbox"/>
	22873	6.332	3.691	3.544	CO12	17	48.0	Top	$\sigma_{b,90}$	0.00	0.08	0.01	<input type="checkbox"/>
	137	6.375	3.691	0.270	CO11	3	6.0	Top	$\sigma_{t/c,0}$	-9.94	13.00	0.76	<input type="checkbox"/>
	17248	6.378	3.691	0.375	CO11	65	192.0	Top	$\sigma_{t/c,90}$	0.10	0.40	0.26	<input type="checkbox"/>
	137	6.375	3.691	0.270	CO11	3	6.0	Top	$\sigma_{b+t/c,0}$	-9.94		0.76	<input type="checkbox"/>
	17248	6.378	3.691	0.375	CO11	65	192.0	Top	$\sigma_{b+t/c,90}$	0.10		0.26	<input type="checkbox"/>
	292	6.332	3.691	3.344	CO12	34	100.5	Middle	$\tau_{yz}$	-0.24	0.45	0.54	<input type="checkbox"/>
	292	6.332	3.691	3.344	CO12	33	97.5	Middle	$\tau_{xz}$	-0.24	0.97	0.25	<input type="checkbox"/>
	137	6.375	3.691	0.270	CO11	66	198.0	Bottom	$\tau_{xy}$	-3.68	0.65	5.65	<input type="checkbox"/>
	137	6.375	3.691	0.270	CO11	66	196.5	Middle	$\text{int}(\tau_{xz}+\tau_{xy})$			31.97	<input type="checkbox"/>
	292	6.332	3.691	3.344	CO12	34	99.0	Top	$\text{int}(\sigma_{t/c,90}+\tau_y)$			0.56	<input type="checkbox"/>

Surface 1 – Mastoseinä 3

Surface 2 – Mastoseinä 2

Surface 3 – Mastoseinä 1



Existing Load Cases	
<b>G</b> LC1	OP
<b>Qw</b> LC2	Tuuli pääty
<b>Qw</b> LC3	Tuuli pitempi sivu
<b>Qs</b> LC4	Lumi
<b>QiA</b> LC5	Hyötykuorma
Existing Load Combinations	
<b>STR</b> CO1	1.35G
<b>STR</b> CO2	1.15G + 1.5Qw1
<b>STR</b> CO3	1.15G + 1.5Qw2
<b>STR</b> CO4	1.15G + 1.5Qw1 + 1.05Qs
<b>STR</b> CO5	1.15G + 1.5Qw2 + 1.05Qs
<b>STR</b> CO6	1.15G + 1.5Qw1 + 1.05Qs + 1.05QiA
<b>STR</b> CO7	1.15G + 1.5Qw2 + 1.05Qs + 1.05QiA
<b>STR</b> CO8	1.15G + 1.5Qw1 + 1.05QiA
<b>STR</b> CO9	1.15G + 1.5Qw2 + 1.05QiA
<b>STR</b> CO10	1.15G + 1.5Qs
<b>STR</b> CO11	0,9OP+1,5LC2
<b>STR</b> CO12	0,9OP+1,5LC3
<b>STR</b> CO13	1.15G + 0.9Qw1 + 1.5Qs
<b>STR</b> CO14	1.15G + 0.9Qw2 + 1.5Qs
<b>STR</b> CO15	1.15G + 0.9Qw1 + 1.5Qs + 1.05QiA
<b>STR</b> CO16	1.15G + 0.9Qw2 + 1.5Qs + 1.05QiA
<b>STR</b> CO17	1.15G + 1.5Qs + 1.05QiA
<b>STR</b> CO18	1.15G + 1.5QiA
<b>STR</b> CO19	1.15G + 0.9Qw1 + 1.5QiA
<b>STR</b> CO20	1.15G + 0.9Qw2 + 1.5QiA
<b>STR</b> CO21	1.15G + 0.9Qw1 + 1.05Qs + 1.5QiA
<b>STR</b> CO22	1.15G + 0.9Qw2 + 1.05Qs + 1.5QiA
<b>STR</b> CO23	1.15G + 1.05Qs + 1.5QiA